

30-0364/001

Über das Brandverhalten  
punktgestützter Stahlbetonplatten

vorgelegt von

Karl Kordina

**Schlußbericht**

Gefördert durch die Deutsche Forschungsgemeinschaft unter Az.: Ko 204/41

Braunschweig, Oktober 1993

## **Vorwort**

Die vorliegenden Untersuchungen über das Brandverhalten punktgestützter Stahlbetonplatten wurde im Anschluß an den beendeten Sonderforschungsbereich (SFB) 148 "Brandverhalten von Bauteilen" beantragt und durch die Deutsche Forschungsgemeinschaft in den Jahren 1990 bis 1992 gefördert. Ich bin für die Förderung dieser Untersuchungen besonders dankbar, weil nach m.W. vergleichbare Studien bislang nicht vorliegen. Die DFG zeigte darüber hinaus viel Verständnis für die Schwierigkeiten und Verzögerungen beim Abschluß der Arbeit.

Der Schlußbericht ist in drei Teile gegliedert:

Teil I: "Schnittgrößenverteilung"

Teil II: "Tragfähigkeit gegenüber Durchstanzen"

Teil III: "Versuchsbericht"

Ich danke den Mitarbeitern der Abteilung Brandschutz für ihre sachkundige und stets bereitwillige Hilfe bei der Versuchsdurchführung.

Frau Dr.-Ing. **Kerstin Görhs** bin ich für die sorgfältige Betreuung und Auswertung der Versuche zu besonderem Dank verpflichtet, ebenso Herrn Dipl.-Ing. **Bernd Kubat** für die Durchführung der umfangreichen Rechenarbeiten. Herr Dr.-Ing. **Herbert Hotzler** hat durch begleitende theoretische Untersuchungen wesentliche Beiträge geleistet.

Kurzberichte über die vorliegenden Untersuchungen wurden im Bundesbaublatt sowie in der Zeitschrift "Bautechnik" (1993) veröffentlicht.

Der Verfasser

Braunschweig, im Oktober 1993

## Über das Brandverhalten punktgestützter Stahlbetonplatten

### O. Untersuchungsziele

Der vorliegende Bericht verfolgt das Ziel, Veränderungen der Schnittgrößenverteilung unter Brandeinwirkung gegenüber dem Zustand unter Normaltemperatur zu klären und das Tragverhalten gegenüber Durchstanzen unter Brandeinwirkung sowohl experimentell als auch analytisch zu erfassen. Nachfolgend wird zunächst der Frage nachgegangen, welche Erscheinungen das Tragverhalten der Gesamtkonstruktion - insbesondere deren Schnittgrößenverteilung - maßgebend beeinflussen. Erst daran anschließend soll das Durchstanzproblem erörtert werden.

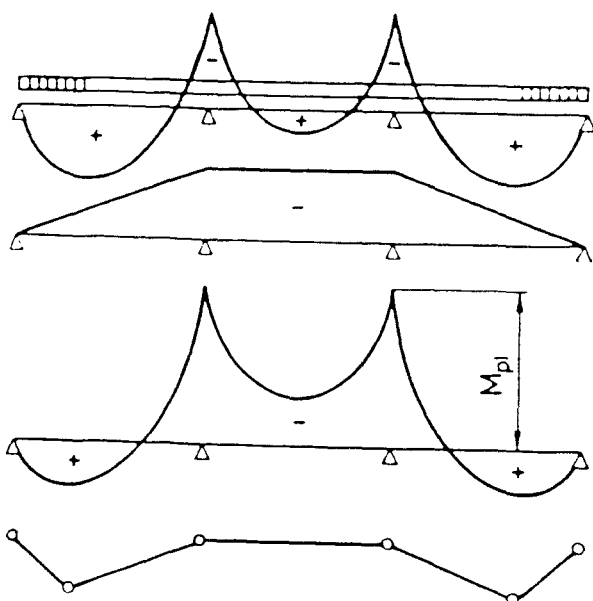
### I. Schnittgrößenverteilung der Gesamtkonstruktion unter Brandeinwirkung

#### 1.1 Überblick

Die Momentenverteilung unter Normaltemperatur einer punktgestützten Platte wurde von einer Reihe von Autoren untersucht; eine praxisgerechte Näherungslösung mit vergleichsweise hoher Wirklichkeitsnähe wurde in [1] veröffentlicht. Sie gibt Momentenverläufe in den beiden Hauptrichtungen des Systems an, bestehend aus regelmäßigen rechteckigen Feldern, wobei Gurtstreifen und Feldstreifen unterschieden werden. Die Gurtstreifen ihrerseits werden in einen Zentralbereich und zwei Randbereiche geteilt. Naheliegenderweise ergeben sich über den Stützpunkten hohe negative Momente, die im Regelfalle im Feldbereich der Gurtstreifen in positive Momente umschlagen. Die Feldstreifen ihrerseits zeigen bei Kreuzung mit den Gurtstreifen negative Momente vergleichsweise geringer Höhe und beträchtliche positive Momente in Feldmitte. Kennzeichnend für das Tragverhalten einer punktgestützten Platte ist, daß die Lastanteile überwiegend über die "lange" Seite abgetragen werden, zum Unterschied zu liniengelagerten Systemen, bei denen bekanntlich der Lastabtrag überwiegend in Richtung der kurzen Seite erfolgt. Die Gründe für das andersartige Tragverhalten punktgestützter Platten sind darin zu sehen, daß die

die Gurtstreifen elastisch nachgiebig sind, wobei die Gurtstreifen der kürzeren Stützweite diese Erscheinung in geringerem Maße zeigen und daher den kreuzenden Feldstreifen ein weniger nachgiebiges Auflager bieten als jenen Feldstreifen, die parallel zur kurzen Seite verlaufen und auf Gurtstreifen hoher Nachgiebigkeit treffen.

Durchlaufende liniengelagerte Platten- oder Balkenkonstruktionen zeigen unter Brandangriff bekanntlich eine signifikante Umlagerung der Momentenverteilung insofern, als wegen der Verdrehungsbehinderung an den Zwischenstützen dort erhebliche negative Zwangsmomente entstehen, die schon nach kurzer Brandbeanspruchung die Stützmomente bis zur Plastizierung der oben liegenden Bewehrung erhöhen. Demzufolge werden die Feldmomente entsprechend abgemindert (Bild 41). Diese Erscheinung gestattet es, bei solchen Stahlbeton- und Spannbetonkonstruktionen die Betonüberdeckung im Feldbereich verhältnismäßig niedrig zu halten, weil ein wesentlicher Teil der Lasten im Brandfalle über "Kragarmwirkung", von den Zwischenstützen ausgehend, abgetragen wird. Dies bedeutet aber auch, daß die über den Zwischenstützen oben liegende Bewehrung weiter in die Felder hinaus verlängert werden muß - um 0,15 L gem. DIN 4102 - als die Bemessung unter Normaltemperatur es erfordert und im Stützbereich hinreichende Rotationsmöglichkeit besteht.



Gebrauchszustand

Temperaturzwangmomente

Momentenverlauf unter  
Brandeinwirkung

Bruchfigur mit Fließgelenken

1.1

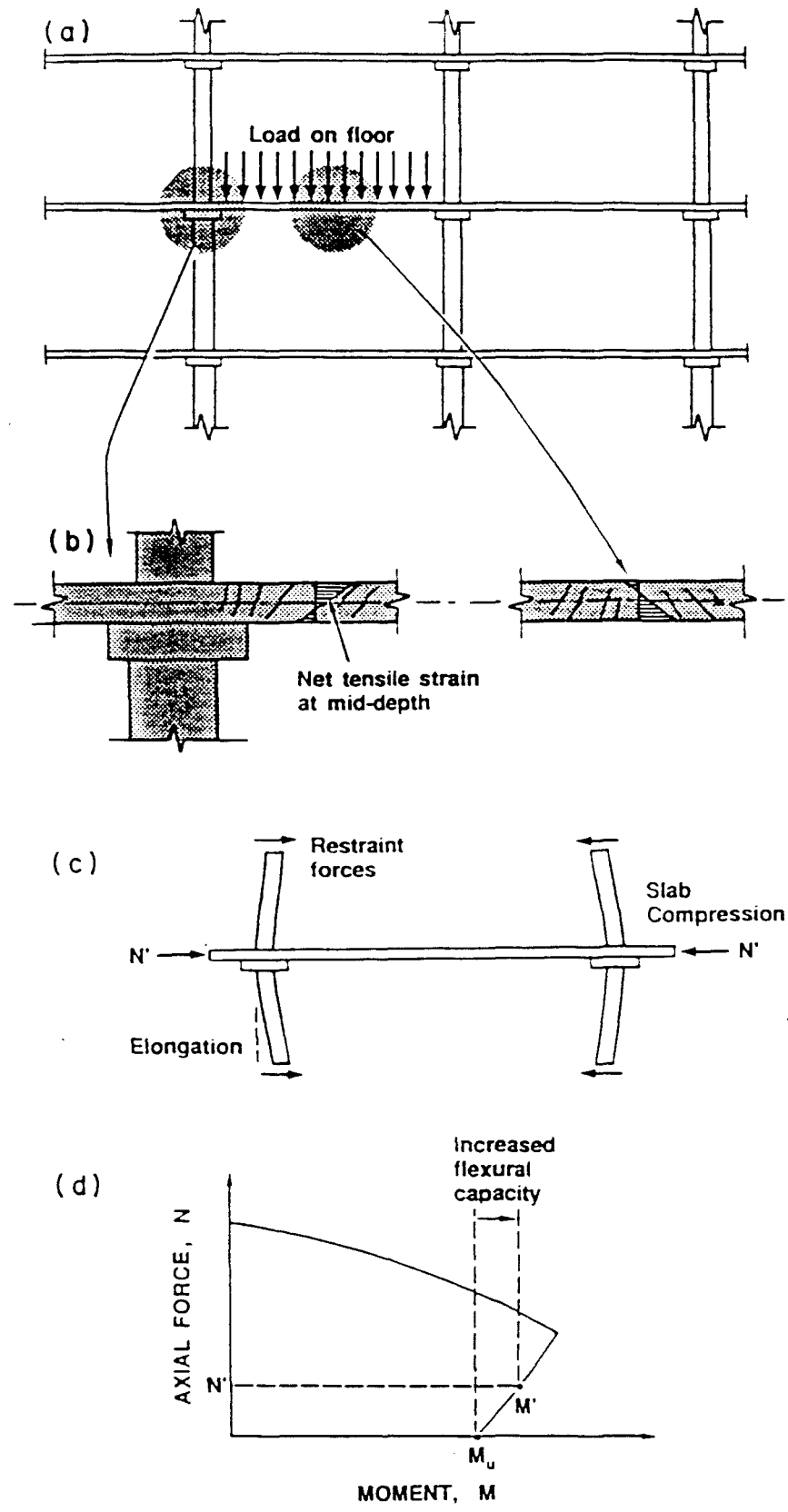
Bild 41: Momentenumlagerung und Bruchvorgang bei einem dreifeldrigen Biegeglied unter Brandeinwirkung



Eine vergleichbare Tragwirkung wird auch bei punktgestützten Platten, ausgehend von den Stützpunkten und den dort unter Normaltemperatur vorhandenen negativen Momenten vermutet werden dürfen; ob aber die Momentenverteilung in den Feldstreifen eine ähnliche Umlagerung erfährt wie bei liniengelagerten Plattenkonstruktionen, ist zweifelhaft, weil auch die als Auflager dienenden Gurtstreifen unter Brandeinwirkung ihre Steifigkeit allmählich verlieren und erhöhte Durchbiegungen aufweisen könnten. Damit wird ihre Wirkung als Zwischenauflager für die Feldstreifen reduziert. Ein wesentliches Ziel der nachfolgenden Untersuchungen wird es daher sein, zumindest näherungsweise Aufschluß über die Veränderungen der Momentenverteilung in punktgestützten Platten unter Brandeinwirkung zu erhalten und mit der Momentenverteilung unter Normaltemperatur zu vergleichen.

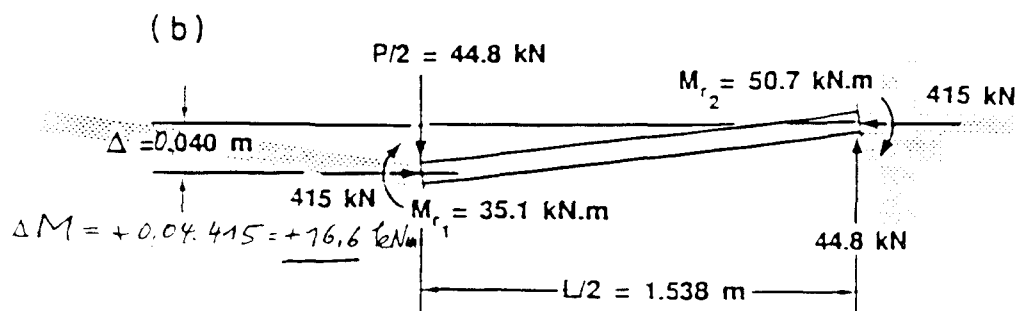
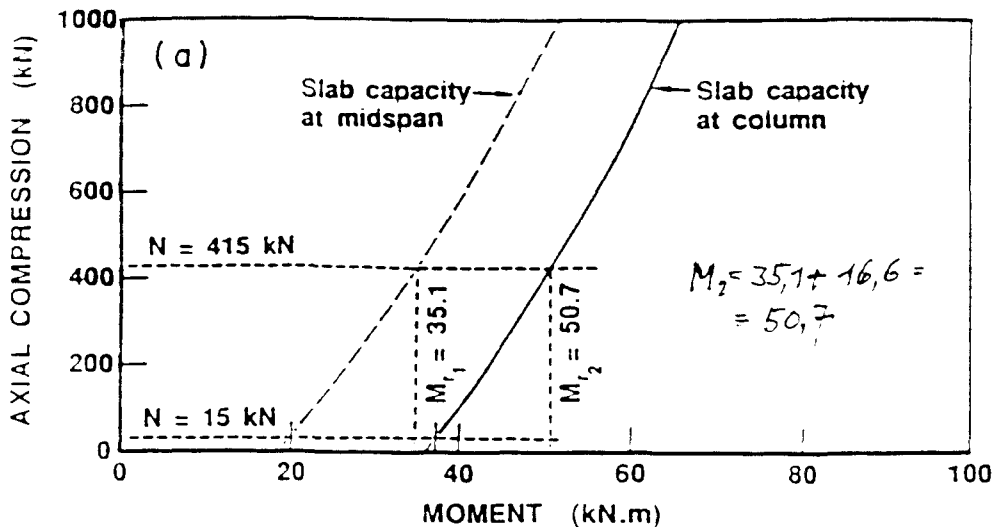
Betrachtet man das Verformungsverhalten einer Platte unter Last, zeigt sich, daß im Zusammenhang mit den auftretenden Durchbiegungen und Rißbildungen eine Dehnung der Mittelfläche der Platte auftritt, weil die Nulllinie nunmehr in der Zugzone liegt. Sind diese Längenänderungen durch angrenzende Bauteile - z.B. andere Plattenfelder - behindert, entstehen beträchtliche Membrandruckkräfte im betrachteten Plattenfeld. In [3] wird unter Bezug auf [15] berichtet, daß infolge dieser Membrandruckkräfte Erhöhungen der Biegebruchmomente um 30 - 40 % beobachtet wurden. In Sonderfällen [2] wird eine drei- bis vierfache Tragfähigkeitserhöhung beschrieben. Die Ursachen dürften darin zu sehen sein, daß der Membran-Druckspannungszustand ähnlich wie eine Vorspannung wirkt und hierdurch die Entstehung der den Durchstanzbruch einleitenden Rißbildungen in der Umgebung der Stützung behindert. Wenngleich diese Membrankräfte die Biegebruchmomente in den Feldern erhöhen - vergl. Bild12 -, so führen die gleichzeitig auftretenden Durchbiegungen zu zusätzlichen positiven Feld-Momenten, wodurch der günstige Einfluß der Membrandruckkräfte u.U. erheblich vermindert wird (Bild13) [3].

Unter Brandeinwirkung wird man von der Möglichkeit des Auftretens ähnlicher Phänomene auszugehen haben. Allerdings hängt dies bei mehrfeldrigen Plattensystemen sehr davon ab, ob die Brandeinwirkung auf Innenfelder begrenzt bleibt, so daß die Randfelder einen Dehnungswiderstand leisten können, oder ob es sich um eine Brandbeanspruchung von Randfeldern handelt, die sich mindestens zum Rand hin frei ausdehnen können. Hieran zeigt sich bereits, daß eine verallgemeinernde Beschreibung des Brandverhaltens punktgestützter Platten nur sehr eingeschränkt möglich ist, weil dieses in erheblichem Maße davon abhängt, welche Felder unter Brandbeanspruchung geraten und wie die Gesamt-



Axial forces developed in laterally restrained slab: (a) slab subjected to transverse loading; (b) slab elongates upon cracking; (c) restrained elongation induces axial compression; (d) axial compression increases flexural capacity.

Bild 12: Scheibenkräfte in einer punktgestützten Platte [2]



Moment–axial load interaction diagram for slab section:  
 (a) moment–axial load interaction diagrams; (b) equilibrium condition in slab TV2 at ultimate load. [2]

Bild 3: Versuchswerte aus [2]; punktgestützte Platte mit Dehnbehinderung

konstruktion mit ihren Stützen, Randbalken und sonstigen stabilisierenden Elementen entworfen wurde. Es wird daher im Rahmen der vorliegenden Studie nur möglich sein, die eine oder andere besonders charakteristische Annahme hinsichtlich der Gesamtkonstruktion und der Brandeinwirkung weiter zu verfolgen, um qualitativ wertbare Ergebnisse zu erhalten [17].

Schließlich ist noch auf die Möglichkeit zu verweisen, daß ein Plattenfeld, das sich unter Brandeinwirkung nahe dem Versagenszustand befindet, durch eine Seilnetz-Tragwirkung für befristete Zeit stabilisiert wird. Plattensysteme, nach üblichen Konstruktionsregeln bewehrt, weisen im Feldbereich normalerweise höchstens eine schwache obere Bewehrung auf und zeigen überwiegend unten liegende Bewehrungselemente. Diese aber sind unter vorgeschrittener Brandbeanspruchung im Fließbereich und haben nurmehr geringe Möglichkeiten, Zugkräfte aufzunehmen. Soweit aber von den Stützbereichen her oben liegende Bewehrungselemente in die Felder hineingreifen, könnten diese durchaus zu

einer anteiligen Seilnetz-Tragwirkung führen, die auf den endgültigen Zusammenbruch verzögernd einwirkt.

## 1.2 Rechenweg

Die Biegemomente unter Brandeinwirkung werden nachfolgend nach der Elastizitätstheorie unter Berücksichtigung eines linearen Temperaturgradienten mit abgeminderten Biegesteifigkeiten für den 1,0 m breiten Streifen ermittelt. Dieser Rechenweg geht auf die Vorstellung zurück, daß sich unter Brandeinwirkung zwar ein nichtlinearer Temperaturverlauf in der Platte einstellt, der an der Plattenunterseite Temperaturen in der Größenordnung von 600 bis 700 °C aufweist, während die Plattenoberseite eine Erwärmung bis allenfalls 40 °C zeigt; Dieser nichtlineare Temperaturverlauf muß jedoch bei Biegeproblemen unter Voraussetzung des Ebenbleibens der Querschnitte durch einen linearen Temperaturgradienten ersetzt werden [5]. Es verbleiben Nebenspannungen, die im Querschnitt im Gleichgewicht stehen und nicht weiter verfolgt werden.

Unter Brandeinwirkung ist vergrößerte Rißbildung und eine Abminderung des Elastizitätsmoduls  $E_c$  zu erwarten. Im Bereich der Stützen treten so hohe Betondruckspannungen an der dem Brand ausgesetzten Unterseite der Platte auf, daß dort eine weitere drastische Abminderung der Biegesteifigkeit angenommen werden muß. Offen bleibt die Frage, welche Biegesteifigkeit im Bereich der Feldstreifen anzusetzen ist: Proberechnungen zeigten jedoch nur einen geringen Einfluß örtlich begrenzter Änderungen der Biegesteifigkeit auf die Schnittgrößenverteilung, so daß Gurt- wie Feldstreifen zunächst mit derselben Steifigkeitsannahme behandelt wurden. Da schon unter Normaltemperatur eine Abminderung der Biegesteifigkeit im Zustand II auf etwa 65 % anzunehmen ist [1], sind im Brandfalle Abminderungsbeiwerte  $\beta_T = (EJ)_T / (EJ)_0$  in der Größenordnung von 0,25 zu erwarten.

Die aus Zwängung herrührenden Membrandruckkräfte werden im Zusammenhang mit der Analyse der Biegemomentenverteilung nicht weiter verfolgt; sie sollen erst ins Spiel gebracht werden, wenn es sich um die Beurteilung der Tragfähigkeit gegenüber Durchstanzen handelt.

Einer genaueren Begründung der hier einzuführenden reduzierten Steifigkeiten sollen die folgenden Überlegungen dienen:

### 1.3 Ermittlung der wirksamen Biegesteifigkeit

Das Zwangsmoment eines Stützstreifens im Innenbereich eines Plattenfeldes - stellvertretend ausgedrückt durch einen beiderseits starr eingespannten Balken - infolge eines Temperaturgradienten  $\Delta T$  wird zu

$$M_T = - (EJ)_T \cdot \alpha_T \cdot \Delta T/h \quad \text{Gl. (1.1)}$$

in jeder der beiden Hauptrichtungen. Erhöhungen der Auflagerkräfte = Stützenlasten treten nicht auf, auch keine Durchbiegungen.

Demgegenüber ergeben sich in einem Endfeld eines Plattensystems mit einspannungsfreiem Endauflager der Stützstreifen auf Grundlage der Balkenalogie Erhöhungen der Auflast an der ersten Innenstütze und ein gegenüber Gl. (1.1) auf das 1,5fache erhöhtes Einspannmoment:

$$M_T = - 3/2 \cdot (EJ)_T \cdot \alpha_T \cdot \Delta T/h \quad \text{Gl. (1.2)}$$

in jeder der beiden Hauptrichtungen

Die zugehörige Auflagerreaktion an der ersten Innenstütze wird auf Grundlage der Balkenalogie um  $M_T/\ell_x$  bzw.  $M_T/\ell_y$  vergrößert. Die maximale Durchbiegung solch eines Stützstreifens ergibt sich nach Balkenalogie annähernd zu  $f = 0,037 \cdot L^2 \cdot \alpha_T \cdot \Delta T/h$ .

#### 1.3.1 Stahlbetonplatten

Brandversuche an durchlaufenden Stahlbeton-Biegebauteilen haben gezeigt, daß infolge des thermischen Biegezwanges das Stützmoment unter Brandeinwirkung nach ETK innerhalb von 20 - 30 Minuten bis zum Eintritt des Fließens der im Stützbereich oben liegenden, kaum erwärmten Bewehrung ansteigt. Dieses Fließmoment bleibt anschließend nahezu unverändert weitere 10 - 15 Minuten konstant, um dann allmählich abzufallen. Das Versagen des Bauteils tritt im Feld nach etwa 90 Minuten ETK-Belastung ein, wenn im Feld keine über die Bemessung für Normaltemperatur hinausgehenden Brandschutzmaßnahmen ergriffen wurden. Dieses Brandverhalten setzt allerdings ausreichende Duktilität der Stützbe-  
wehrung und Rotationsfähigkeit des Stützquerschnitts voraus.

Der für die Entlastung der Feldmomente entscheidende Anstieg des Stützmomentes hängt vom Bewehrungsgehalt und von der Spannungsdifferenz der Bewehrung zwischen Gebrauchszustand und Fließzustand ab. Bei einer Bemessung nach EC 2,

Teil 1 ist im Gebrauchszustand bei Verwendung von Betonstahl S 500/550 eine Stahlspannung  $\sigma_S$  von

$$\sigma_S \leq 500 / (1,15 \cdot 1,43) \quad \text{mit } \gamma_{F,\text{mittel}} = 1,43 \quad \text{Gl. (1.3)}$$

$$\leq 300 \text{ N/mm}^2$$

zu erwarten. Die Fließgrenze des S 500/550 ist vorsichtig mit  $530 \text{ N/mm}^2$  abzuschätzen, so daß eine maximale Spannungsdifferenz  $\Delta\sigma_S$  von etwa

$$\Delta\sigma_S = 530 - 300 = 230 \text{ N/mm}^2$$

ausgeschöpft werden kann.

Das Biegemoment eines Stahlbetonbauteils ergibt sich - sofern keine Biegedruckbruch eintritt - allgemein zu

$$M = A_S \cdot z \cdot \sigma_S; \quad \text{im vorliegenden Falle wird hieraus das Temperatur-Zwangmoment}$$

$$M_T = 0,5 \cdot 1,0 \cdot 0,2 \cdot 0,8 \cdot 0,2 \cdot \Delta\sigma_S / 100 = 0,0368 \text{ MNm} \quad \text{Gl. (1.4)}$$

wobei

$$A_S = \rho \cdot b \cdot h / 100$$

$$\rho = 0,5 \% \text{ Bewehrung}$$

$$h = 0,2 \text{ m}$$

$$d = 0,9 \cdot h \quad (d = \text{Nutzhöhe})$$

$$z = 0,9 \cdot d \approx 0,8 \cdot h$$

$$b = 1,0 \text{ m}$$

$$\Delta\sigma_S = 230 \text{ MN/m}^2 \quad \text{gewählt wurde.}$$

Durch Gleichsetzung von Gl. (1.4) mit dem thermischen Zwangmoment nach Gl. (1.1) oder Gl. (1.2) kann die unbekannte Größe  $(EJ)_T \cdot \Delta T = (EJ)_0 \cdot \beta_T \cdot \Delta T$  für den gewählten Anwendungsfall ermittelt werden.

Ehe dies vorgenommen wird, sollen jedoch zunächst die wenigen hinreichend dokumentierten Brandversuche an zweifeldrigen, durchlaufenden Plattenstreifen mit frei drehbaren Endauflagern hinsichtlich der wirksamen Größe  $\beta_T \cdot \Delta T$  ausgewertet werden [6].

Die Aufgabenstellung geht dahin, jenes Temperatur-Zwangmoment  $M_T$  berechenbar zu machen, das die unter Gebrauchslast im Kaltzustand vorhandene Momentenverteilung bis zum Eintritt des Fließens in der Stützbewehrung verändert (Bild 1). Als Grundlage für die Beschreibung des Momentes  $M_T$  aus den Versuchen [6] ist Gl. (1.2) heranzuziehen.

In dieser Versuchsauswertung wurde die Stützmomenten-Differenz zwischen  $M_q$  bei Beginn des Brandversuchs und gemessenem  $M_{p1}$  (Fließmoment) genutzt, um auf  $\beta_T \cdot \Delta T$  zu schließen.  $M_{p1}$  trat im Regelfalle nach 20 bis 30 Minuten ein; anschließend zeigten sich ausgeprägte Fließverformungen bei annähernd unverändertem  $M_{p1}$ , sofern nicht frühzeitiges Versagen infolge unzureichender Rotationsfähigkeit des Stützquerschnitts eintrat.

Die folgende Tabelle Bild 1.4 zeigt die Ergebnisse der Auswertung.

Aus den Ergebnissen der Versuche P 5 bis P 9 an Stahlbetonplatten  $h = 14 \text{ cm}$   $\rho \approx 0,5 \%$  ist ein Mittelwert für

$$\beta_T \cdot \Delta T = 35$$

abzuleiten.

### 1.3.2 Spannbetonplatten

Über das Brandverhalten durchlaufender Spannbetonplatten waren keine Versuchsergebnisse erreichbar, so daß eine unmittelbare Berechnung der wirksamen Biegesteifigkeit nicht möglich ist. Zu vermuten ist aber, daß bei einer üblichen parabelförmigen Spanngliedführung, wo die Spannglieder nur im negativen Momentenbereich der Oberseite der Platte nahekomen und im unmittelbaren Bereich der Stützpunkte nach unten abgekrümmt werden - damit der geneigt verlaufende Spanngliedabschnitt noch innerhalb des kritischen Rundschnitts nach EC 2, Teil 1, Abschn. 4.3.4 zu liegen kommt -, keine grundsätzlichen Unterschiede zum Brandverhalten vergleichbarer Stahlbetonplatten auftreten. Diese Vermutung gilt für Vorspannung mit und ohne Verbund.

Da die hier in Frage stehenden Temperaturgradienten nur von der Plattendicke abhängen, könnten Unterschiede der Biegesteifigkeit zwischen Stahlbeton- und Spannbeton-Durchlaufplatten unter Brandeinwirkung nur durch unterschiedliche Steifigkeitsänderungen bewirkt werden. Für Stahlbetonplatten wurde als Kriterium der Anstieg des Stützmomentes unter Brandeinwirkung, ausgedrückt durch

Versuch Nr. 2)	$M_{p1}$ MNm	$M_q$ MNm	$\frac{M_{p1}}{M_q}$	$\sigma_{e,q}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{e,T}$ N/mm <sup>2</sup>	d cm	h cm	$\beta_s$ N/mm <sup>2</sup>	$\rho$ %	$h^3$ m <sup>4</sup>	$1,5 (EJ)_0 \cdot \alpha_T$ 1) 3) MNm <sup>2</sup>	$M_T =$ $M_{p1} - M_q$ MNm	$\beta_T \cdot \Delta T^{3)}$	Durch- 4) biegung mm
P 2	0,064	0,018	3,5	285,0	590,0	8	10	570,0	0,87	0,001	0,037	0,046	123	
3	0,047	0,016	3,9	280,0	590,0	8	10	470,0	0,87	0,001	0,037	0,031	83	
4	0,038	0,026	1,5	280,0	200,0	12,5	15	610,0	0,55	0,00338	0,127	0,012	-	
5	0,060	0,026	2,3	280,0	590,0	12,5	15	610,0	0,55	0,00338	0,127	0,034	40	36
6	0,047	0,024	2,0	280,0	590,0	12	14	590,0	0,47	0,00275	0,103	0,023	31	22
7	0,046	0,024	2,0	280,0	590,0	12	14	590,0	0,47	0,00275	0,103	0,022	30	25
8	0,051	0,025	2,0	280,0	590,0	12	14	590,0	0,51	0,00275	0,103	0,026	35	20
9	0,054	0,024	2,3	280,0	590,0	12	14	590,0	0,58	0,00275	0,103	0,030	40	32

1)  $E = 30 \cdot 10^3 \text{ MN/m}^2$

2) Versuche P 1 wurde unter Normaltemperatur durchgeführt, die Versuche P2 und P 3 zeigen wegen einer Plattendicke von 10 cm hier nicht maßgebendes Verhalten, Versuch P 4 versagte frühzeitig.

3) nach Gl. (1.2):  $M_T = 1,5 (EJ)_0 \beta_T \cdot \Delta T/h \cdot \alpha_T$  ermittelt.

4) Durchbiegung im Feld bei Eintritt des Fließens in der Bewehrung über der Stütze

Bild 4  
Auszug aus [6]



die ausschöpfbare Stahlspannungsdifferenz  $\Delta\sigma_s = 230 \text{ N/mm}^2$ , herangezogen. Zur Beurteilung von Spannbetonkonstruktionen soll in ähnlicher Weise vorgegangen werden, wobei allerdings sehr pauschale Annahmen für eine Untersuchung an Flachdecken gewählt werden müssen. Die beabsichtigte Begrenzung auf Vorspannung ohne Verbund entspricht der gegenwärtigen Bevorzugung dieses Spannsystems bei Flachdecken.

Die Ermittlung des Spannungsanstiegs in den Spanngliedern nach DIN 4227, Teil 6, reicht jedoch zur Beurteilung der Biegesteifigkeit  $(EJ)_T$  bei Annäherung an den Versagenszustand unter Brandeinwirkung nicht aus. Die Angaben in dieser Norm sollen ja verhindern, den Spannungsanstieg zu überschätzen, was zu hohe rechnerische Bruchmomente ergeben könnte (rechnerische Grenzlast). Versuche an durchlaufenden Spannbeton-Plattenstreifen und Balken mit Vorspannung ohne Verbund unter Normaltemperatur zeigten, daß zumindest bei Biegegliedern über 2 Felder über der Zwischenstütze Fließen in den Spanngliedern auftreten kann. Dies dürfte sich bei mehrfeldrigen Konstruktionen, wie etwa auch bei Flachdecken, selten ergeben. Für die vorliegende Zielsetzung werden Kaltversuche an Platten und Balken mit Vorspannung ohne Verbund herangezogen [9], die für Platten mit  $h = 16 \text{ cm}$   $\Delta\sigma_p \approx 300 \text{ N/mm}^2$  und für Balken mit  $h = 50 \text{ cm}$   $\Delta\sigma_p = 500 \text{ N/mm}^2$  erbrachten; im Gegensatz zu den Platten zeigten die Balken erhebliche Rotationen über der Zwischenstütze und daher deutlich höhere Stahlspannungsdifferenzen. Für Flachdecken mit mehreren Feldern und  $d = 20 \div 30 \text{ cm}$  wird  $\Delta\sigma_p = 300 \text{ N/mm}^2$  für Untersuchungen des Traglast-Zustandes angenommen.

Die Ermittlung von  $(EJ)_T/(EJ)_0 = \beta_T$  bzw.  $\beta_T \cdot \Delta T$  soll nachfolgend für zwei in der Literatur behandelte Flachdecken mit Vorspannung ohne Verbund versucht werden. Die eine der beiden Decken ist bei einer Dicke  $h = 22 \text{ cm}$  und quadratischen Feldern von  $7,0 \text{ m}$  Stützweite in [7] ausführlich für den Kaltzustand behandelt und zeigt eine vergleichsweise hohe Betonstahlbewehrung; die andere Decke zeigt eine Dicke  $h = 35 \text{ cm}$  bei einer Stützweite von  $7,5 \text{ m}$  und wird für den Kaltzustand in [8] nach Entwurf und Ausführung dargestellt.

Die verwendeten Spannglieder sind vergleichbar, die Angaben in [7] bzw. [8] zur Schlaffbewehrung wurden auf Betonstahl S 500/550 umgerechnet. So weit wie möglich wurden den hier folgenden Untersuchungen die Bestimmungen in EC 2, Teil 1 zugrundegelegt, wobei allerdings zur Ermittlung des rechnerischen Grenzzustandes der Näherungsansatz für den Spannungsanstieg in den Spanngliedern nach DIN 4227, Teil 6 Anwendung fand.

Die Grenztragfähigkeit nach DIN 4227, Teil 6 wird aber, wie bereits berichtet, wiederholt in Bruchversuchen deutlich überschritten, weswegen in einem zweiten Rechengang die Momentendifferenz zwischen Gebrauchszustand und Traglast zugrunde gelegt wurde, wobei letztere mit Annäherung an  $f_{p, 0,1 k}$  beim 2-Feldsystem als möglich angesehen wurde.

Um die Ergebnisse der Kaltbemessung verwenden zu können, wurden die mit einem Sicherheitsbeiwert von  $\gamma = 1,75$  ermittelten Bruchschnittgrößen auch als Entwurfsschnittgrößen nach EC 2, Teil 2 mit  $\gamma_F = 1,43$  angesehen, was eine Erhöhung der rechnerischen Lasten um rund 20 % bedeutet. Demgegenüber wurden die Vorspannkkräfte mit  $\gamma_p = 0,9$  abgemindert und die ausnutzbare Zugfestigkeit der Betonstähle mit  $f_{y,d} = f_y/1,15$  eingeführt.

Beispiel 1: Unter Bezug auf [7] wird angesetzt:

Flachdecke  $\ell_1 = \ell_2 = 7,0 \text{ m}$ ,  $h = 22 \text{ cm}$ ,  $d_p = 18 \text{ cm}$ ,  $d_s = 19 \text{ cm}$

- $f_{pt,k}$  im Versagenszustand gem. Entwurf EN 10 138  $\sim 1800 \text{ N/mm}^2$
- rechnerische max. Spannstahlspannung bei Bemessung für  $\gamma$ -fache Gebrauchslasten mit  $f_{p, 0,1, k} = 1500$

$$\frac{1}{1,15} \cdot f_{p, 0,1, k} = \frac{1}{1,15} \cdot 1500 \quad \sim 1300 \text{ N/mm}^2$$

Ferner wird angegeben:

$$\beta_R = 0,6 \cdot 45 = 27 \text{ MN/m}^2$$

Litzen St 1570/1770  $\phi 1/2''$ ,  $A = 93 \text{ mm}^2$ , mit  $P_0 = 115 \text{ kN/Litze}$ ,

zur Zeit  $t = \infty$ :

$$\sigma_p \sim 1000 \text{ N/mm}^2, P = 93 \text{ kN/Litze},$$

je Feld 44 Litzen in beiden Richtungen, davon je zur Hälfte im Feldstreifen bzw. im Stützstreifen, ergibt  $\rho_p = 44 \cdot 0,93/(22 \cdot 700) = 0,27 \%$  und eine Vorspannkraft von

$$44 \cdot 93/7,0 = 585 \text{ kN/m im Gebrauchszustand.}$$

- rechn. Spannstahl-Spannungsdifferenz  $\Delta\sigma_p$  zwischen Grenzlast nach DIN 4227, Teil 6 und Gebrauchslast nach Kriechen und Schwinden in Flachdecken mit Vorspannung ohne Verbund:

-  $\Delta\sigma_p = (\Delta\ell_1 + \Delta\ell_2) \cdot E_s/L$ , wobei

$$\Delta\ell_1 = \Delta\ell_2 = \frac{3 \cdot f \cdot d}{\ell} = \frac{d}{17} \text{ mit } f \approx \frac{\ell}{50} \text{ angenommen wird.}$$

$L = 4 \cdot 7,0 = 28,0 \text{ m}$  (Länge des Spanngliedes zwischen den Verankerungspunkten)

$E_s = 200.000 \text{ N/mm}^2$ ,

$d \approx 18 \text{ cm}$

ergibt

$$\Delta\ell = \frac{d}{17} = \frac{18}{17} = 1,06 \text{ cm/Feld und}$$

$$\Delta\sigma_p = \frac{2 \cdot \Delta\ell}{L} \cdot E_p = 2 \cdot 0,0106 \cdot 200.000/28 = 151 \text{ N/mm}^2.$$

Ein Anstieg der Spanngliedspannung im rechnerischen Grenzzustand von  $150 \text{ N/mm}^2$  entspricht etwa 15 % gegenüber  $\sigma_p = 1000 \text{ N/mm}^2$  somit

$$n_v = - 585 \cdot 1,15 = - 673 \text{ kN/m}$$

$$\Delta m_{p,T} = + 1,0 \cdot 0,15 \cdot 81,6 = + 12,3 \text{ kNm/m} = 0,0123 \text{ MNm/m}$$

mit  $m_v + 81,6$  gem. statischer Analyse.

Die erf. Schlaffbewehrung nach Stahlbetonbemessung mit  $M_e = - 270,0 \text{ kNm/m}$  und

$$m_s = \frac{M_e}{b \cdot d^2 \cdot \beta_R} = \frac{270,0 \cdot 10^{-3}}{1,0 \cdot 0,19^2 \cdot 27} = 0,277$$

führt nach BK Tafel 1b [10] zu:

$$D_Z = 0,33 \cdot b \cdot h \cdot \beta_R = 0,33 \cdot 1,0 \cdot 0,19 \cdot 27 = 1,693 \text{ MN/m}$$

$$Z = 1,693 - 0,673 = 1,02 \text{ MN}$$

$$\text{erf } A_s = 1,02 \cdot 1,15/500 = 23,5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{entspricht } 23,5/22 \cdot 100 = 0,0102$$

(vergleichsweise sehr hoch!)

Es ergibt sich ferner

$$\sigma_{cpo} = N_{pd}/A_c = - \frac{44 \cdot 1,15 \cdot 0,9}{7,0 \cdot 0,22 \cdot 1,0} = 2960 \text{ kN/m}^2 = - 2,96 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_{cp}/f_{yd} = \frac{2,96 \cdot 1,15}{500} = 0,0068$$

Rechnerischer Bewehrungsgehalt nach EC 2, Abschn. 4.3.4

$$\rho_{\ell} = 0,0102 + 0,0068 = 0,0170$$

(Überschreitet den anrechenbaren Bewehrungsgehalt von 0,015)

Mit den Angaben des Rechenbeispiels ist mit einer Betonstahlspannung im Gebrauchszustand von  $116 \text{ N/mm}^2$  zu rechnen, wobei derselbe Rechenweg wie vor gewählt wurde ( $m = - 95,5 \text{ kNm/m}$ ;  $n = - 585 \text{ kN/m}$ ). Es ergibt sich somit eine Spannungssteigerung bis zum rechnerischen Grenzzustand von

$$\Delta\sigma_S = 500/1,15 - 116 = 435 - 116 = 319 \text{ MN/m}^2$$

$$\text{und hieraus } \Delta m_{S,T} = 319 \cdot 0,9 \cdot 0,19 \cdot 23,5 \cdot 10^{-4} = 0,128 \text{ MNm/m.}$$

$$\text{Mit } \Sigma m_T = \Delta m_{p,T} + \Delta m_{S,T} = 0,0123 + 0,128 = 0,1403 \text{ MNm/m und}$$

$$(EK)_0 = 30.000 \cdot 1,0 \cdot 0,22^3/12$$

$$\approx 27 \text{ MNm}^2 \text{ wird gemäß Gl. (1.1)}$$

$$\beta_T \cdot \Delta T = \frac{0,14 \cdot 0,22}{27 \cdot 10^{-5}} = 114$$

Gegenüber der vorstehenden Auswertung unter Bezug auf den Grenzzustand nach DIN 4227, Teil 6 ergibt eine Untersuchung unter Bezug auf eine erhöhte Spannstahlspannungsdifferenz (geschätzter Traglastzustand) folgende Werte:

$$f_{p, 0,1,k} = 1500 \text{ N/mm}^2;$$

$$\sigma_p \approx 1000 \text{ N/mm}^2 \text{ im Gebrauchszustand nach Kriechen und Schwinden}$$

$$\text{hier gewählt } \Delta\sigma_{p,T} = 300 \text{ N/mm}^2.$$

$\Delta\sigma_S$  wird hier wie folgt abgeschätzt:

- im Gebrauchszustand  $\sim 116 \text{ MN/m}^2$ ,

- im Grenzzustand nach DIN 4227 Teil 6 wurde  $\sigma_S = 500/1,15 = 435 \text{ N/mm}^2$  zugrunde gelegt. Bei weiterer Steigerung des Stützmomentes bzw. der Spannung  $\sigma_p$  tritt Fließen mit  $\sim 530 \text{ N/mm}^2$  ein, so daß mit einer Spannungssteigerung

$$\Delta\sigma_S \approx 530 - 116 = 414 \text{ N/mm}^2$$

zu rechnen ist.

Somit ergeben sich bei gleichbleibender äußerer Last folgende Temperatur-Zwangmomente:

$$\Delta m_{p,T} = 1,0 \cdot 0,3 \cdot 81,6 \cdot 10^{-4} = 0,025 \text{ MNm/m}$$

und

$$\Delta m_{s,T} = 1,0 \cdot 414 \cdot 0,9 \cdot 0,19 \cdot 23,5 \cdot 10^{-4} = 0,167 \text{ MNm/m}$$

sowie

$$\Sigma m_T = \Delta m_{p,T} + \Delta m_{s,T} = 0,025 + 0,167 = 0,192 \text{ MNm/m}$$

und mit  $(EJ)_0 = 27 \text{ MNm}^2$  und Gl. (1.1)

$$\beta_T \Delta T = \frac{0,192 \cdot 0,22}{27 \cdot 10^{-5}} = 157$$

Beispiel 2:

Unter Bezug auf [8] wurde eine zweite Flachdecke mit Vorspannung ohne Verbund hinsichtlich ihres Brandverhaltens nachgerechnet. Die kennzeichnenden Daten der Decke waren:

$$\ell_1 = \ell_2 = 7,50 \text{ m}, h = 35 \text{ cm}, d_p = 31 \text{ cm}, d_s = 33 \text{ cm} [8]$$

$$\text{Litzenspannglieder } P_u = 247,8 \text{ kN}$$

$$P_{zul} = 173,5 \text{ kN}$$

Je Richtung

in den Stützstreifen 15 Glieder

im Feld 15 Glieder

Spannkräfte im Mittel

$$P_o = 722 \text{ kN/m}, \sigma_{p,o} = 722/0,35 = 2,06 \text{ MN/m}^2$$

$$P_\infty = 578 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_{cp\infty} = 1,65 \text{ MN/m}^2; \sigma_{cp}/f_{yd} \approx \frac{2,06 \cdot 0,9 \cdot 1,15}{500} = 0,0043 \text{ (EC 2, Abschn. 4.3.4.5)}$$

Betonzugspannungen im Gebrauchszustand

über der Zwischenstütze  $11,1 \text{ N/mm}^2$

im Feld  $1,3 \text{ N/mm}^2$

(teilweise Vorspannung)

Spannungsanstieg im Spannglied bei Übergang vom Gebrauchs- zum rechnerischen Grenzzustand:

$$\begin{aligned}\Delta \ell &= d_p/17 = 31/17 = 1,83 \text{ cm/Feld}; L = 30,0 \text{ m und} \\ \Delta \sigma_p &= 2 \cdot 0,0183 \cdot 200.000/30 = 246 \text{ N/mm}^2 \\ \text{mit } L &= 30,0 \text{ m Länge zwischen den Verankerungen und } A_p = 140 \text{ mm}^2/\text{Litze}.\end{aligned}$$

Bei einer Spannstahl-Spannung im Gebrauchszustand von

$$\begin{aligned}\sigma_{p\infty} &= \frac{578 \cdot 7,50}{30 \cdot 140} = 1,030 \text{ kN/mm}^2 \\ &= 1030 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

bedeuten  $\Delta \sigma_{p,T} = 246 \text{ N/mm}^2$  eine Steigerung um rd. 24 %.

Eine Betonstahlzulage über den Stützen von rd. 0,3 % führt zu  $10,5 \text{ cm}^2/\text{m}$  mit  $\Delta \sigma_{s,T} \approx 400 \text{ N/mm}^2$  (geschätzt).

Es wird  $\rho_\ell = 0,003 + 0,0043 = 0,0073 < 0,015$  gem. EC 2, Abschn. 4.3.4.5.  
Näherungsweise wird

$$\begin{aligned}\Delta m_{p,T} &= 0,578 \cdot 0,24 \cdot 0,31 \cdot 0,9 \\ &= 0,0387 \text{ MNm/m}\end{aligned}$$

und

$$\Delta m_{s,T} = 1,0 \cdot 10,5 \cdot 400 \cdot 0,33 \cdot 0,9 \cdot 10^{-4} = 0,125 \text{ MN m/m}$$

$$\Sigma m_T = 0,0387 + 0,125 = 0,1637 \text{ MN m/m}$$

Die Einführung von Gl. (1.1) ergibt mit  $(EJ)_0 = 30.000 \cdot 0,35^3/12 = 107 \text{ MN m}^2$ :

$$(EJ)_0 \cdot \beta_T \cdot \Delta T \cdot \alpha_T/h = 0,164 \text{ und}$$

$$\beta_T \cdot \Delta T = \frac{0,164 \cdot 0,35}{107 \cdot 10^{-5}} \approx 53,5$$

Eine Untersuchung unter Bezug auf eine erhöhte Spannstahlspannungsdifferenz ergibt demgegenüber bei gleichbleibender Gebrauchslast

$$\Delta \sigma_{p,T} = 300 \text{ N/mm}^2 \quad \text{wie Beispiel 1}$$

$$\Delta m_{p,T} \approx 1,0 \cdot 0,3 \cdot 0,578 \cdot 0,31 \cdot 0,9 = 0,0485 \text{ MNm/m}$$

und

$$\Delta m_{S,T} = 1,0 \cdot 10,5 \cdot 400 \cdot 0,33 \cdot 0,9 \cdot 10^{-4} = 0,125 \text{ MNm/m,}$$

somit

$$\Sigma m_T = 0,0485 + 0,125 = 0,1735 \text{ MNm/m}$$

und mit  $(EJ)_0 = 107 \text{ MNm}^2$  und Gl. (1.1)

$$\beta_T \cdot \Delta T = \frac{0,174 \cdot 0,35}{107 \cdot 10^{-5}} \approx 57,2$$

Die vorliegenden Beispiele zeigen somit, daß bei Flachdecken aus Spannbeton erhebliche Unterschiede hinsichtlich der Werte  $\beta_T \cdot \Delta T$  auftreten können, wofür vermutlich die hohen Bewehrungsgehalte bei vergleichsweise geringer Plattendicke in Beispiel 1 ursächlich sein dürften.

#### 1.4 Ermittlung von $\Delta T$

Bild15a zeigt den nicht-linearen Temperaturverlauf in einer 20 cm dicken Stahlbetonplatte unter ETK-Brandbelastung. Die Annahme eines ausgleichenden linearen Temperaturgradienten von  $\Delta T = 400 \text{ K}$  nach 90 Minuten erscheint plausibel, wenngleich bei längerer Branddauer auch höhere Werte eintreten könnten. Allerdings wurde bei dieser Annahme nur annähernd berücksichtigt, daß die Festigkeiten des Betons auch im Querschnittsinneren bereits erheblich gemindert sein können. Wie bereits bemerkt, entstehen jedoch die vollen Temperatur-Zwangmomente schon nach 20 - 30 Minuten Branddauer - zu einem Zeitpunkt also, wo nur die dem Feuerangriff zugewandte Plattenunterseite stark erwärmt wird, diese stark erhitze Zone im Gegensatz zum Zustand nach 90 Minuten aber nur einige Zentimeter dick ist. Ihre Temperaturdehnungen werden behindert, es entstehen Druckkräfte, die nicht nur zu einer Krümmung im betrachteten Querschnitt, sondern auch zu Rißbildungen im Querschnittsinneren führen können. Bild15b zeigt die Temperaturverteilungen in einer 15 cm, 20 cm und 35 cm dicken Platte nach 30 Minuten Branddauer und ausgleichende lineare Temperaturgradienten. Festigkeitsminderungen wurden vernachlässigt. Eine Zusammenstellung der Werte  $\Delta T$  gibt Bild15c.

Eine Übertragung des Wertes  $\beta_T \cdot \Delta T = 35$  aus der Auswertung der Versuche in [6] gemäß Abschnitt 1.3.1 auf Platten, bemessen nach EC 2, Teil 1, muß berücksichtigen, daß in den Versuchen [6] die Fließmomente  $M_{p1}$  annähernd

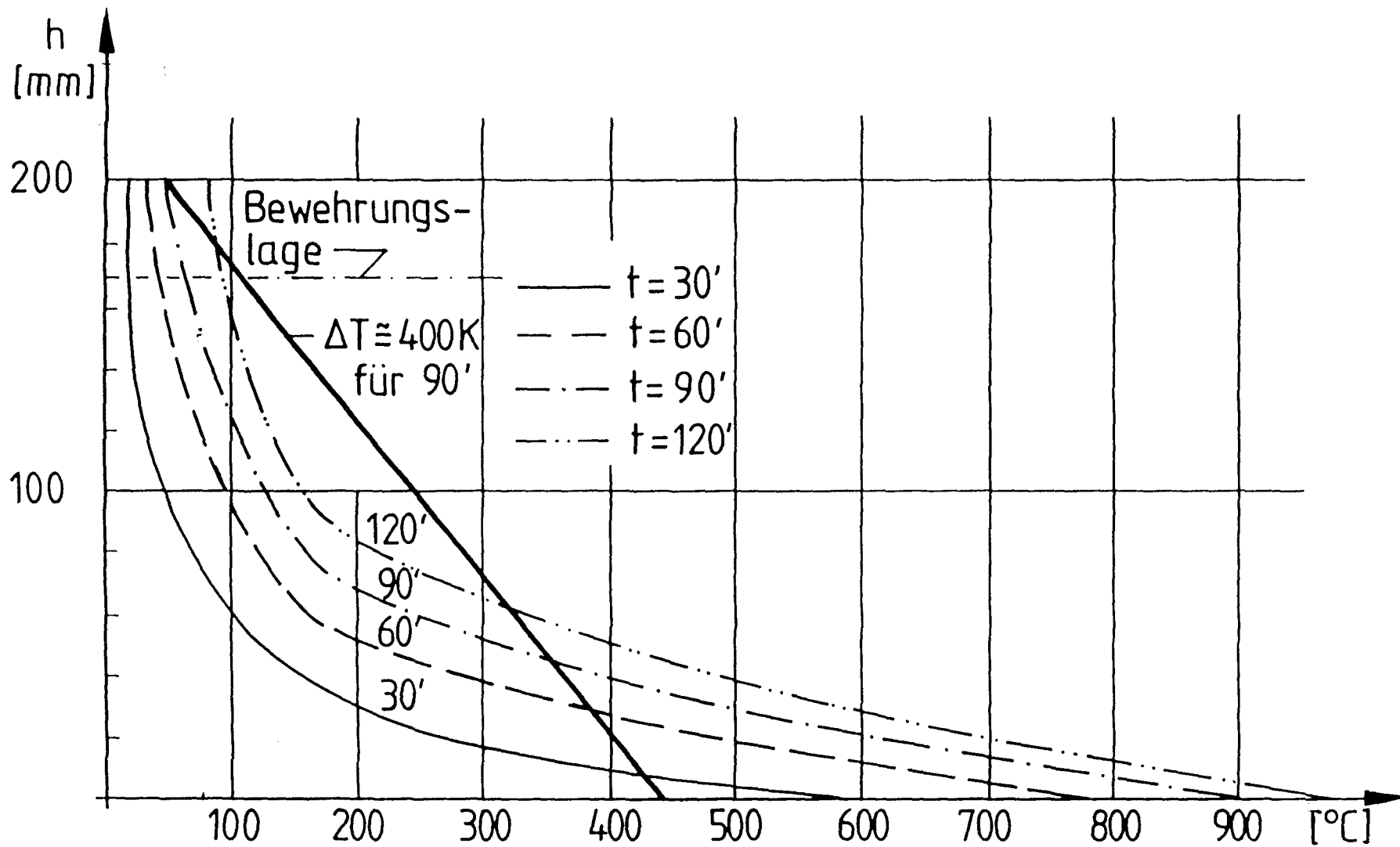


Bild 45a : Temperaturverlauf in einer 20 cm dicken Stahlbetonplatte unter ETK -  
unter ETK - Belastung, oben liegende Bewehrung (gemessene Temperaturen)



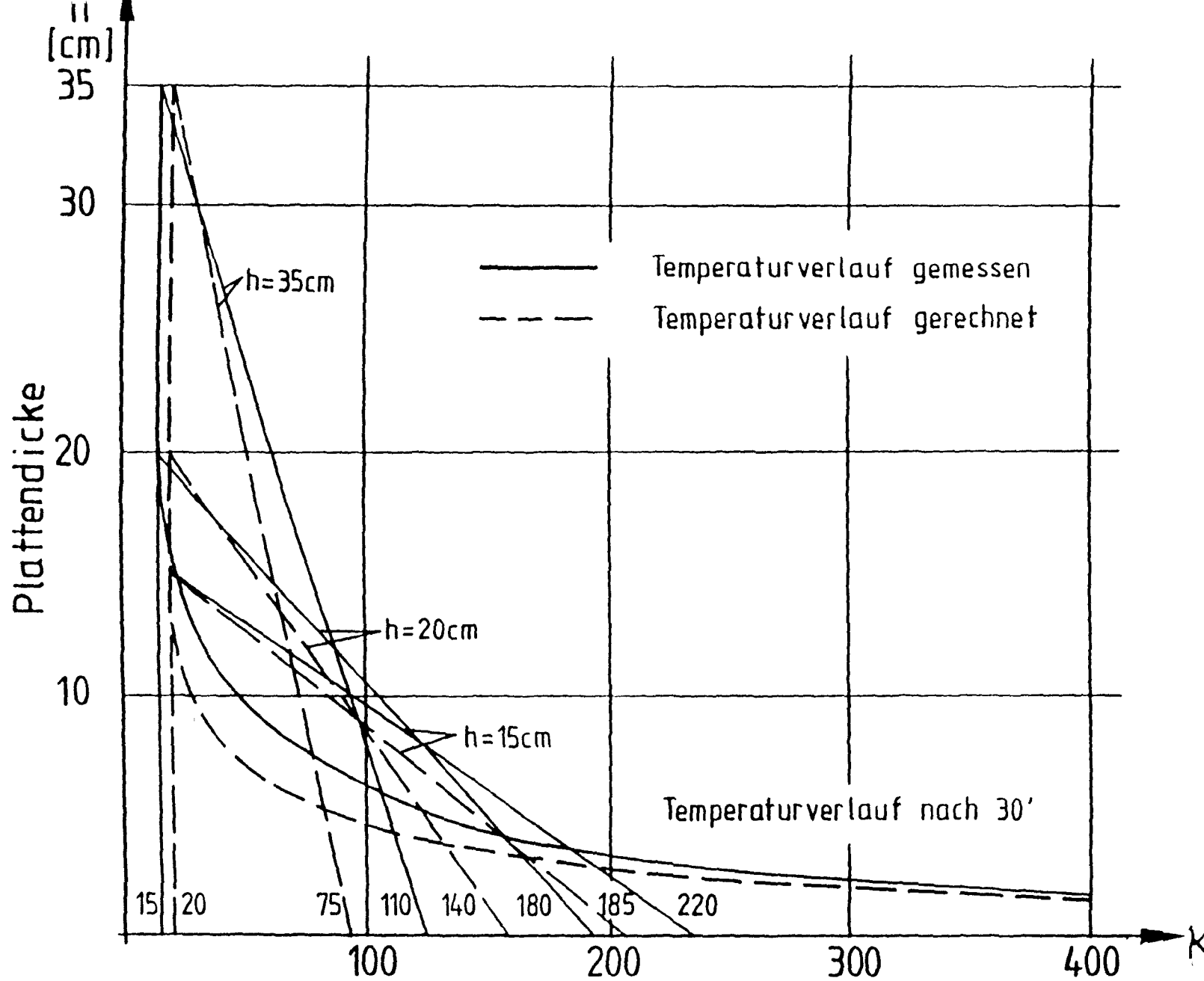


Bild 15b : Temperaturverlauf in Stahlbetonplatten nach 30 Min. ETK - Belastung mit linearisierten Temperaturgradienten

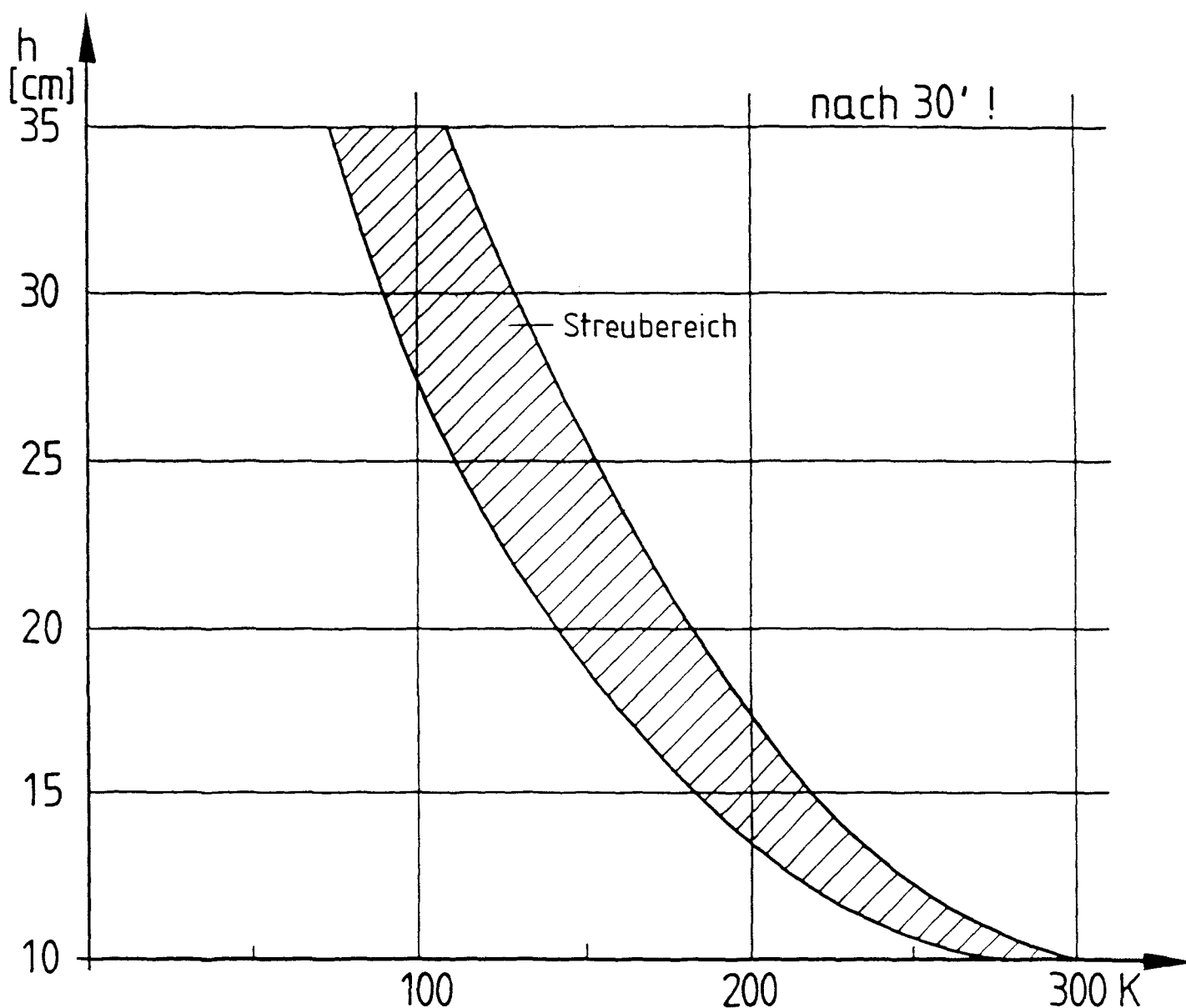


Bild15c: Linearisierte Temperaturgradienten - niedrigere Werte aus gerechneten Temperaturverläufen abgeleitet

2,1fach höher waren als die Gebrauchsmomente  $M_q$  (Mittel aus P 5 bis P 9), während eine Bemessung nach EC 2, Teil 1 aufgrund der in 1.3 abgeleiteten Stahlspannungswerte eine Steigerung um das  $530/300 = 1,8$ fache erwarten läßt. Der aus [6] abgeleitete Wert  $B_T \cdot \Delta T = 35$  ist demgemäß auf

$$B_T \cdot \Delta T = 35 \cdot 1,8/2,1 = 30$$

Gl. (1.5)

abzumindern.

Nach Bild 5b ist für die 20 cm dicke Platte  $\Delta T \approx 180$  K zu berücksichtigen, wobei die Obergrenze des Streubereichs nach Bild 5c herangezogen wurde.

Aus  $\beta_T \cdot \Delta T = 30$  und  $\Delta T = 180$  für die 20 cm dicke Platte ergibt sich hieraus

$$\beta_T = 30/180 \approx 0,17 \text{ für } \rho = 0,5 \%$$

Vergleichswerte zu vorstehendem Ergebnis sind durch Gleichsetzung von Gl. (1.1) oder Gl. (1.2) mit Gl. (1.4) zu gewinnen. Zum Beispiel ergibt sich für die 20 cm dicke Platte mit  $(EJ)_0 = 20 \text{ MN/m}^2$  und Gl. (1.1) für  $\rho = 0,5 \%$

$$(EJ)_0 \cdot \beta_T \cdot \Delta T \cdot \alpha_T/h = 0,0368 \quad \text{demgegenüber mit Gl. (1.2)}$$

$$\beta_T \cdot \Delta T = \frac{0,0368 \cdot h}{(EJ)_0 \cdot \alpha_T} = 37. \quad \beta_T \cdot \Delta T = \frac{37}{1,5} = 25$$

Da es im Rahmen der vorliegenden Aufgabe darum geht, eine generell verwendbare, aber plausible Rechengrundlage für die qualitative Ermittlung der Schnittgrößenverteilung in brandbelasteten Flachdecken zu gewinnen, wurde Gl. (1.1) als Bezugsgrundlage gewählt und für die weiteren Untersuchungen mehrfeldriger Plattensysteme für die 20 cm dicke Platte

$$\beta_T \cdot \Delta T = 36 \text{ mit } \Delta T = 180 \quad \text{und } \beta_T \approx 0,20 \quad \text{Gl. (1.6)}$$

angesetzt, wobei vergleichsweise schwach bewehrte Querschnitte -  $\rho = 0,5 \div 0,6 \%$  - zugrunde gelegt werden. Dabei dürfte für die Untersuchung von Platten eher die Höhe der über den Stützpunkten konzentrierten höheren, obenliegenden Bewehrung für die Ermittlung der Temperatur-Zwangmomente maßgebend sein. Bei einem Bewehrungsgehalt von  $\rho \approx 1,5 \%$  steigt die Biegesteifigkeit um etwa 15 % an und ist  $\beta_T$  auf etwa 0,23 zu erhöhen, so daß  $\beta_T \cdot \Delta T \approx 40$  wird [1].

Eine Veränderung der Plattendicke hat bei Stahlbetonplatten rechnerisch nur insofern Auswirkungen auf  $\beta_T \cdot \Delta T$ , als  $\Delta T$  an die Plattendicke anzupassen ist. Hingegen könnten Erhöhungen von  $\beta_T$  eintreten, wenn durch Vorspannung der Umfang der Rißbildung gegenüber einer Stahlbetonausführung auch unter Brandbelastung reduziert wird.

### 1.5 Zusammenfassung der Ergebnisse

Die in Abschnitt 1.3 für Stahlbetonplatten und Spannbetonplatten mit Vorspannung ohne Verbund ermittelten Werte  $\beta_T \Delta T$  werden nachfolgend zusammen mit den Werten  $\Delta T$  für einige Plattendicken zusammengestellt:

Stahlbetonplatten	h cm	$\rho_s$ %	$\rho_p^{1)}$ %	$\beta_T \cdot \Delta T$ K	$\Delta T$ K	$\beta_T$	bezogen auf
	20	0,5	-	36	180	0,20	EC 2 und Gl. (1.1)
		1,5	-	40		0,23	
	30	0,5	-	26	130	0,20	
		1,5	-	30		0,23	
Spannbetonplatten	22 <sup>2)</sup>	1,02	0,68 (0,27)	114 157	170	0,68 0,92	DIN 4227/T. 6 $\leq f_p, 0,1, k$
	35	0,3	0,43 (0,16)	54 57	110	0,49 0,52	DIN 4227/T. 6 $\leq f_p, 0,1, k$

- 1) auf Betonstahl-Bewehrungsgehalt bezogen mit  $\sigma_{cp}/f_{yd}$  und  $\sigma_{cp} = N_{pd}/A_c$  gemäß EC 2, Abschn. 4.3.4.5. Klammerwerte  $A_p/A_c$  in %
- 2) Vergleichsweise sehr hohe Betonstahl- und Spannstahlbewehrung kaum praxisgerecht

Den in den Anlagen wiedergegebenen Rechenergebnissen wurde  $\beta_T \cdot \Delta T = 60$  zugrunde gelegt; eine lineare Interpolation auf beliebige Werte  $\beta_T \cdot \Delta T$  ist unschwer möglich. Werte für  $\beta_T \cdot \Delta T > 60$  dürften, wie aufgrund von Proberechnungen zu schließen ist, außerhalb des wahrscheinlichen Wirkungsbereichs liegen, zumal auch der für Spannbetonplatten mit Vorspannung ohne Verbund und mäßiger Betonstahlbewehrung (teilweise Vorspannung) zutreffende Wert von  $\beta_T$  bei

$$\beta_T \leq 0,50$$

liegen dürfte.

Andererseits wird an Beispiel 1 in Abschn. 1.3.2 erkennbar, daß Spannbetonplatten mit hoher Betonstahl- und Spannstahlbewehrung bei vergleichsweise geringer Dicke zu höheren Werten  $\beta_T$  tendieren.

## 1.6 Überprüfung und kritische Beurteilung

Das Produkt  $\beta_T \cdot \Delta T = (EJ)_T \cdot \Delta T / (EJ)_0$  wurde mit dem Ziel ermittelt, jene TemperaturZwangmomente abschätzen zu können, die nach 30 Minuten ETK-Brandbelastung zur Bildung von Fließgelenken über Zwischenstützen oder in Endeinspannungen führen. Das Produkt  $\beta_T \cdot \Delta T$  beschreibt den Steifigkeitsverlust durch Rißbildung in Verbindung mit einem linearisierten Temperaturgradienten, abhängig von der Plattendicke. Dabei zeigte sich, daß die Ansätze für  $\Delta T$  bis zu Plattendicken von etwa 20 cm noch einigermaßen gesichert aus Temperaturmessungen abgeleitet werden konnten, wenngleich unterschiedliche Ergebnisse möglich sind (vergl. Bild 5c). Diese Unterschiede beruhen auf Differenzen zwischen gemessenen und gerechneten Betontemperaturen, wobei u.a. der jeweilige Feuchtegehalt und der mineralogische Charakter der Zuschläge sowie der Porengehalt des Betons von Einfluß sind. Außerdem enthält der Versuch einer Linearisierung an sich schon ein erhebliches Maß an Unsicherheit und Willkür. Mit zunehmender Plattendicke ( $h > 20$  cm) wachsen die Unsicherheiten einer Angabe von  $\Delta T$  an, wie der in Bild 5c errechnete Streubereich zeigt.

Im Sinne der vorliegenden Untersuchung wurden die am oberen Rand des Streubereiches liegenden Werte  $\Delta T$  gewählt - einerseits, um nicht "zu günstig" zu rechnen, und andererseits deswegen, weil diese Werte eher den Versuchswerten entsprechen.

Die errechneten Werte  $\beta_T$  stehen in unmittelbarem Zusammenhang mit den Werten  $\Delta T$ , weil sie aus dem zunächst ermittelten Produkt  $\beta_T \cdot \Delta T$  abgeleitet wurden. Insoweit gelten die für  $\Delta T$  aufgezeigten Unsicherheiten auch für  $\beta_T$ . Grundsätzlich erscheinen Werte  $\beta_T \approx 0,2$  für Stahlbetonplatten bzw.  $\beta_T \leq 0,6$  für Spannbetonplatten unter Brandangriff wahrscheinlich deshalb, weil sich Biegeglieder dieser Art unter den hier vorliegenden Bedingungen stets im gerissenen Zustand befinden, der sich nach Versuchsbeobachtungen spätestens wenige Minuten nach Beginn der Brandbelastung deutlich abzeichnet. Die hier ermittelten Werte  $\beta_T$  reihen sich auch gut in die für Normaltemperatur angegebenen, aber höheren pauschalen Steifigkeitswerte für Stahlbetonbauteile unter Gebrauchslast mit 0,65 an [1].

Eine Kontrolle der Werte  $\beta_T$  und  $\Delta T$  wird durch Vergleich mit den in [6] mitgeteilten Meßergebnissen vorgenommen (vergl. Tabelle Bild 4):

Statisches System: 2-Feld-Plattenstreifen

$$L_1 = L_2 = 4,0 \text{ m}, h = 14 \text{ cm}, d = 12 \text{ cm}, B = 1,0 \text{ m}$$

Normalbeton B 30, Betonstahl S 500/550

$$E_C = 30.000 \text{ MN/m}^2, (EJ)_0 = 6,9 \text{ MNm}^2$$

$$\beta_T \cdot \Delta T = 36, \Delta T = 230 \text{ K}, \beta_T = 0,156$$

Normaltemperatur, Biegemomente und Durchbiegung bei Versuchsbeginn:

Biegemomente aus Last  $q = 10,8 \text{ kN/m}^2$

$$m_{St} = - 21,6 \text{ kNm/m} \quad A = C = 16,2 \text{ kNm/m}$$

$$m_F = + 12,2 \text{ kNm/m} \quad B = 54,0 \text{ kNm/m}$$

Durchbiegung im Feld

$$\max f = q \cdot L^4 / (184,6 \cdot EJ_0) = 2,2 \text{ mm}$$

Brandbeanspruchung 30 min nach ETK

Zwangmoment über der Mittelstütze  $m_{St,T}$ :

$$\begin{aligned} m_{St,T} &= - 1,5 \cdot (EJ)_T \cdot \alpha_T \cdot \Delta T / h = \\ &= - 1,5 \cdot (EJ)_0 \cdot \beta_T \cdot \alpha_T \cdot \Delta T / h = \\ &= - 1,5 \cdot 6,9 \cdot 0,156 \cdot 10^{-5} \cdot 230 / 0,14 = \\ &= - 26,5 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

Gemessen wurden in [6]  $m_{St,t} \approx 25 \text{ kNm/m}$  (vergl. Tabelle Bild 4)

Durchbiegung im Feld aus  $q = 10,8 \text{ kN/m}^2$  und Brandeinwirkung:

$$\begin{aligned} \max f_{q,T} &= q \cdot L^4 / (184,6 \cdot EJ_T) \\ &= 10,8 \cdot 4,0^4 / (184,6 \cdot 6,9 \cdot 0,156) \\ &= 14,0 \text{ mm} \end{aligned}$$

aus Temperaturgradient  $\Delta T$ :

$$\begin{aligned} \max f_{\Delta T} &= L^2 \cdot \alpha_T \cdot \Delta T \cdot (\xi^2 - \xi^3) / (4 \cdot h) \\ &= 16 \cdot 10^{-5} \cdot 230 \cdot 0,147 / (4 \cdot 0,14) \\ &= 9,7 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$x = 2,5 \text{ mm}$$

$$\xi = 2,5 / 4 = 0,625$$

$$\xi^2 = 0,392$$

$$\xi^3 = 0,245$$

$$\begin{aligned} \Sigma f &= - \max f + f_{q,T} + f_{\Delta T} = \\ &= - 2,2 + 14,0 + 9,7 \\ &= 21,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

---


$$\xi^2 - \xi^3 = 0,147$$

Gemessen wurden in [6] nach  $20 \div 30 \text{ min}$   $f = 20 \div 30 \text{ mm}$  (vergl. Tab. Bild14); die Durchbiegung im Kaltzustand unter Last wird beim Brandversuch nicht mitgemessen.

Im vorliegenden Falle kann die vergleichsweise sehr gute Übereinstimmung des gerechneten mit dem gemessenen Temperatur-Zwangmoment nicht als Beweis für die Richtigkeit der Werte  $\beta_T \cdot \Delta T$  herangezogen werden, weil diese ja aus den Versuchswerten abgeleitet worden waren. Hingegen kann die Übereinstimmung der Durchbiegungswerte unter Brandeinwirkung als Zeichen relativer Wirklichkeitsnähe der hier gefundenen Steifigkeitsansätze für Stahlbetonplatten gewertet werden.

### 1.7 Scheiben- und Membrankräfte

Bei Annahme eines linearen Temperaturgradienten von  $\Delta T = 400 \text{ K}$  würde sich in Plattenmitte eine Temperaturerhöhung von etwa  $200 \text{ }^\circ\text{C}$  einstellen, die dann zu entsprechenden Längsdehnungen und bei Dehnungsbehinderung zu Druckkräften führt. Versuchsbeobachtungen und theoretische Untersuchungen haben jedoch gezeigt, daß solche Scheibendruckkräfte zu beträchtlichen Zugspannungen bzw. Rißbildungen in den umgebenden, kalt verbliebenen Bauteilen und Kriechen im erhitzten Bereich führen, so daß sich ein nennenswerter Abbau der Membrandruckkräfte im erhitzten Plattenfeld ergibt [10]. Im günstigsten Falle könnten Druckspannungen in der Größenordnung von  $\leq 10 \text{ N/mm}^2$  erwartet werden, die allerdings nicht über eine längere Branddauer hinweg konstant bleiben dürften, sondern mit Absinken des E-Moduls und durch Kriechen unter erhöhter Temperatur und Querschnittsverlusten durch Abplatzungen weiter abklingen. Inwieweit diese Membrankräfte auftreten und die Biegetragfähigkeit erhöhen können, hängt von der Lage der erhitzten Bereiche im gesamten Plattenfeld und dessen Randbedingungen sowie von der Größe der Durchbiegung der erhitzten Platte ab (vergl. Bilder12 und13). In ungünstigen Fällen können Membrandruckkräfte sogar zu einem verfrühten Versagen einzelner Plattenfelder unter Brandangriff führen [2, 11]. Ihre generelle Berücksichtigung im Sinne einer Erhöhung der Momententragfähigkeit im Brandfalle ist daher nicht zu empfehlen, wenngleich bei einer Begrenzung des Brandgeschehens auf Innenfelder erhebliche Tragfähigkeitserhöhungen beobachtet wurden [3]. Eine günstige Auswirkung zumindest auf die in den Feldern auftretenden negativen Temperaturzwangmomente ist jedoch anzunehmen.

Die in Abschn. 1.1 erwähnten Membran-Zugkräfte sind hinsichtlich ihres wirkungsvollen Auftretens an das Vorhandensein einer oben liegenden Bewehrung gebunden. Die folgenden Schnittgrößenermittlungen für einige Brandszenarien werden zeigen, inwieweit die Anordnung einer oberen Feldbewehrung zur Aufnahme der Momente aus Biegezwang angezeigt ist. Die Endverankerung dieser Bewehrung ist naturgemäß von entscheidender Bedeutung für das Wirksamwerden einer Zugmembrane. Dabei könnte u.U. schon der Randbereich eines Plattenfeldes als "steifer Rahmen" die Aufnahme der Verankerungskräfte ermöglichen.

### 1.8 Ergebnisse der Schnittgrößenermittlung für einige ausgewählte Brandszenarien

Um vergleichbare und übersichtliche Ergebnisse zu erhalten, die auch auf die hier durchgeführten Durchstanzversuche unter Brandeinwirkung übertragbar sein sollten, wurde zunächst eine Stahlbeton-Flachdecke mit  $4 \times 4 = 16$  quadratischen Feldern mit 6,0 m Stützweite und einer Plattendicke von 20 cm gewählt. Als Belastung wurde nur das Eigengewicht mit  $5 \text{ kN/m}^2$  eingeführt; durch Erhöhung der Schnittgrößen aus EG kann eine zusätzliche Nutzlast berücksichtigt werden, so daß sich z.B. eine gleichmäßig verteilte Gesamtlast  $q$  von  $10 \text{ kN/m}^2$  ergibt; eine schachbrettartige Verteilung des Nutzlastanteils wird im Brandfall nicht berücksichtigt. Als Temperaturgradient in den brandbelasteten Feldern in Verbindung mit einer Abminderung der Biegesteifigkeit  $(EJ)_0$  wurde  $\beta_T \cdot \Delta T = 60$  festgelegt.

In allen nicht brandbelasteten Feldern wurden die vollen Steifigkeiten  $(EJ)_0$  angesetzt. Die Querdehnungszahl wurde in den brandbelasteten Feldern zu  $\mu = 0$ , in allen übrigen Feldern zu  $\mu = 0,2$  gewählt. In allen Feldern wurde mit voller Drillsteifigkeit gerechnet.

Für einen Schnittgrößen-Nachweis der hier zugrunde gelegten Stahlbeton-Flachdecke sind daher die Angaben in den Anlagen für  $m_T$  gem. Gl. (1.6) auf

$$\beta_T \cdot \Delta T = 36$$

zu reduzieren. Bild 16 zeigt die Flachdecke mit Bezeichnung der Schnitte und Felder. Ehe jedoch die mit umfangreichen und aufwendigen FE-Programmen gewonnenen Ergebnisse vorgelegt werden, sollen zur Erläuterung einige theoretische Überlegungen angestellt werden.



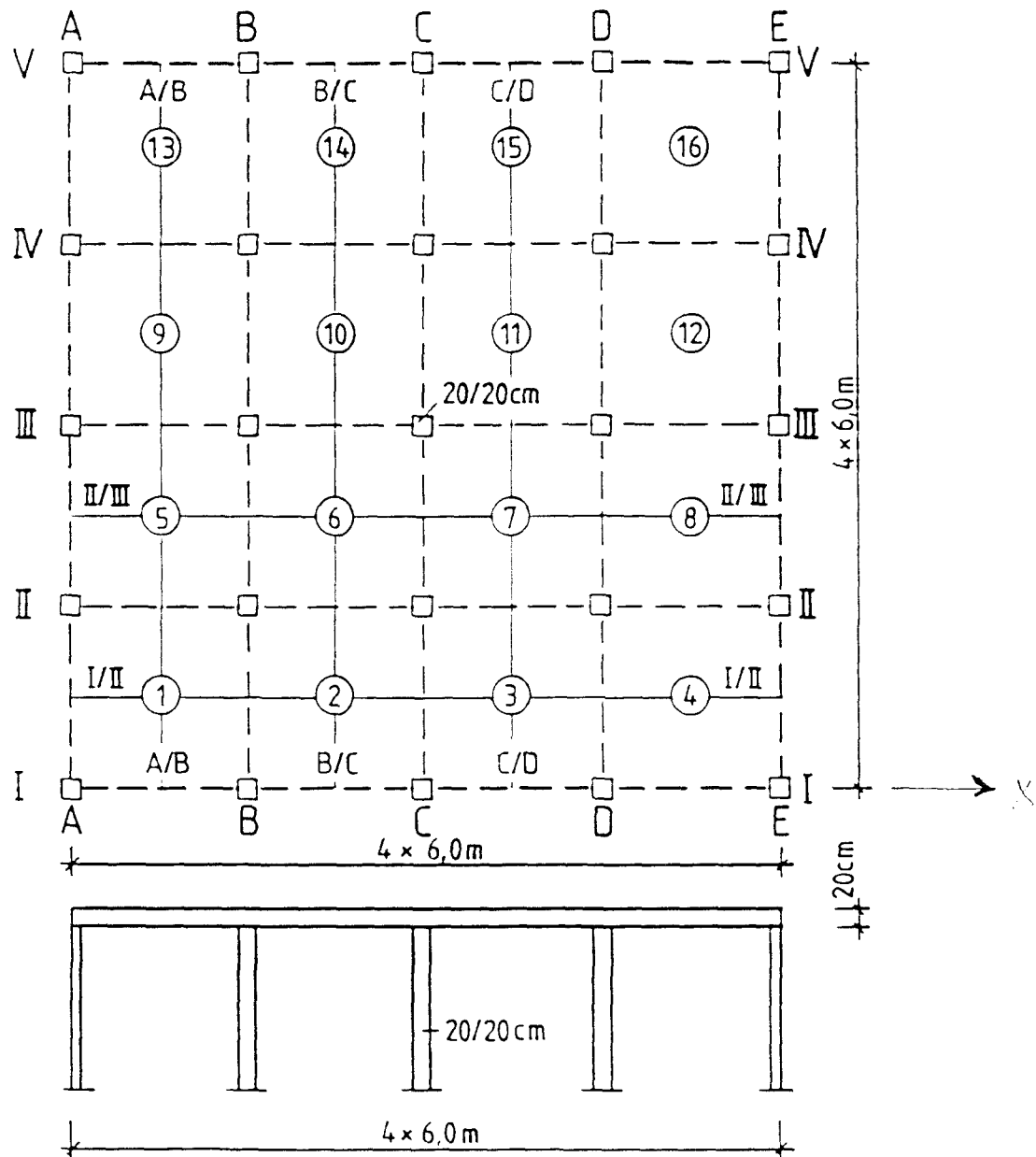


Bild 16: Flachdecke mit Bezeichnung der Schnitte und Felder

### 1.8.1 Theoretische Überlegungen

Eine punktgestützte Einfeld-Rechteckplatte verformt sich unter einem konstanten, linearen Temperaturgradienten  $\Delta T$  ( $T_u > T_o$ ) kugelförmig, wie Bild 17 zeigt.

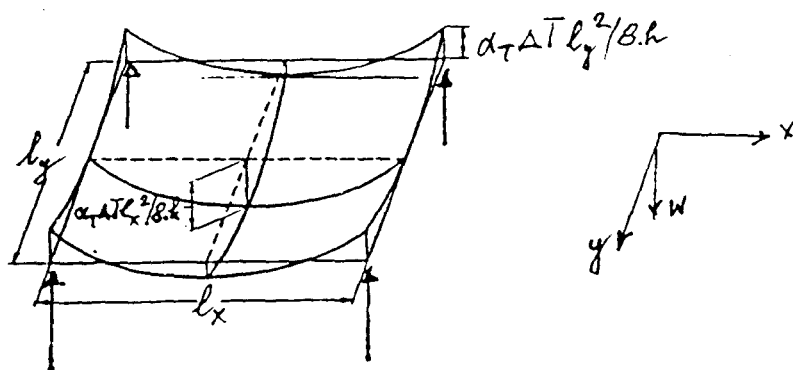


Bild 47: Verformung einer punktgestützten Einfeld-Rechteckplatte unter Temperaturbelastung  $\Delta T$  ( $T_u > T_0$ )

Die Durchbiegung  $f_m$  in Feldmitte beträgt

$$f_m = \alpha_T \Delta T (l_x^2 + l_y^2) / (8 h) \quad \text{Gl. (1.7)}$$

Es treten keine Biegemomente aus  $\Delta T$  auf.

Bildet die betrachtete Platte jedoch Teil eines sich nach beiden Achsrichtungen ausdehnenden Plattenfeldes, dessen angrenzende Felder keiner Temperatureinwirkung unterliegen und entsprechend den hier getroffenen Annahmen eine wesentlich höhere Biegesteifigkeit besitzen  $(EI)_0 > (EI)_T$ , ergeben sich Biegemomente  $m_x$ ,  $m_y$  und  $m_{xy}$ .

Angesichts der hier etwa fünffach höheren Biegesteifigkeit der nicht-brandbeanspruchten Felder wird näherungsweise davon ausgegangen, daß die brandbeanspruchte Platte im Bereich der Stützstreifen zu nichtbrandbeanspruchten Plattenfeldern Momente zeigt, die einer liniengelagerten Platte mit Randeinspannung nahekommen. Es liegt daher nahe, auf bekannte Lösungen liniengelagerter Platten zurückzugreifen [12], um eine Vorstellung über die zu erwartenden Momentenverteilungen zu erhalten.

Bei einer voll eingespannten, liniengelagerten Platte werden die Durchbiegungen  $f$ , die Neigungen und Krümmungen der Plattenmittelfläche längs der Ränder zu 0. Es treten keinerlei Verformungen auf - wie beim beiderseits voll eingespannten Balken unter Einwirkung eines Temperaturgradienten -, und die Plattenmomente ergeben sich zu

$$m_x = m_y = -K (1 + \mu) \alpha_T \Delta T / h = \text{const.}$$

$$m_{xy} = 0$$

Gl. (1.8)

$$K = E \cdot h^3 / 12 \cdot (1 - \mu^2)$$

$$\text{Für } \mu = 0 \text{ werden } m_x = m_y = -E \cdot h^2 \cdot \alpha_T \cdot \Delta T / 12$$

Ist die Platte jedoch an allen vier Rändern gelenkig gelagert, werden nur die Durchbiegungen  $f$  und die Krümmungen längs der Ränder zu Null. Es entstehen Biegemomente, wie in Bild 18 dargestellt:

Es zeigt sich hier folgendes: Die Temperaturmomente verlaufen nicht-linear und sind nicht von den Stützweiten, sondern nur von  $\Delta T$  und vom Seitenverhältnis  $l_y/l_x$  abhängig. Die Momente  $m_x$  sind längs der Ränder  $y = 0$  und  $y = l_y$  gleich den Volleinspannmomenten, weil die Krümmung entlang dieser

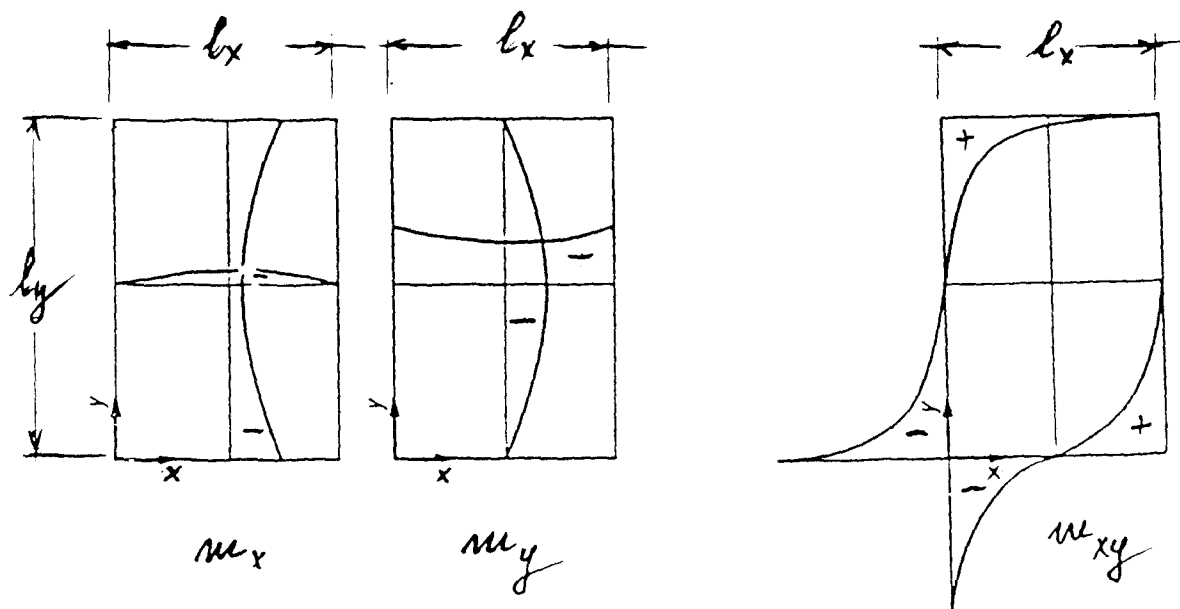


Bild 18: Prinzipieller Verlauf der Biegemomente einer frei drehbar gelagerten Rechteckplatte unter Temperaturbelastung  $\Delta T$  ( $T_u > T_o$ ) [12]

Auflagerlinien voll behindert ist; entsprechendes gilt für  $m_y$ . In Plattenmitte ist  $m_y > m_x$ , weil die Behinderung der Verformungen in  $y$ -Richtung durch die  $x$ -Richtung mit steigendem Seitenverhältnis  $l_y/l_x$  größer wird. Die Drillmomente rufen an der Oberseite der Platte Zug hervor.

Für die quadratische Platte werden die Randmomente  $m_{xr} = m_{yr} = -E \cdot h^2 \cdot \alpha_T \Delta T/12$ , und die Hauptmomente in Plattenmitte  $m_x = m_y = -E \cdot h^2 \cdot \alpha_T \cdot \Delta T/24$ . Nach [12] werden die Drillmomente  $m_{xy} = \pm E \cdot h^2 \cdot \alpha_T \cdot \Delta T/4,01$ ; diese Lösung wurde mit Hilfe einer Finiten Streifenmethode erzielt [13]. Eine analytische Lösung ergibt in der Ecke Singularitäten mit  $m_{xy} = \infty$  [14].

In [12] werden in einer Tabelle Beiwerte für die Biegemomente und Durchbiegungen in Feldmitte frei drehbar gelagerter Rechteckplatten ( $\mu = 0$ ) angegeben; diese Beiwerte sind in Tabelle Bild19 wiedergegeben. Für allseits eingespannte Plattenränder werden die Beiwerte für  $\bar{m}_x$  und  $\bar{m}_y$  unabhängig vom Stützweitenverhältnis zu 12,0 und die Durchbiegungen zu Null.

$l_y/l_x$	$\bar{m}_x$	$\bar{m}_y$	$\bar{m}_{xy}$	$\bar{w}$
1,0	24,00	24,00	4,01	13,57
1,1	27,33	21,20	3,97	12,40
1,2	31,62	19,20	3,94	11,53
1,3	36,69	17,73	3,92	10,86
1,4	42,84	16,62	3,91	10,34
1,5	49,70	15,76	3,90	9,92
1,6	57,96	15,08	3,89	9,59
1,7	67,66	14,55	3,89	9,32
1,8	79,02	14,12	3,88	9,11
1,9	92,35	13,77	3,88	8,93
2,0	107,96	13,48	3,88	8,78
3,0	518,11	12,28	3,87	8,15
6,0	$\infty$	12,00	3,87	8,00

$$m_x = -B_T \cdot \Delta T \cdot E \cdot h^2 \cdot \alpha_T \cdot \frac{1}{\bar{m}_x}$$

$$m_y = -B_T \cdot \Delta T \cdot E \cdot h^2 \cdot \alpha_T \cdot \frac{1}{\bar{m}_y}$$

$$m_{xy} = -B_T \cdot \Delta T \cdot E \cdot h^2 \cdot \alpha_T \cdot \frac{1}{\bar{m}_{xy}}$$

$$w = + \alpha_T \frac{\Delta T}{h} l_x^2 \cdot \frac{1}{\bar{w}}$$

Für alle Seitenverhältnisse ist an den Rändern

$$x = 0 \text{ und } x = l_x$$

$$y = 0 \text{ und } y = l_y$$

$$m_{yr} = m_{xr} = -B_T \cdot \Delta T \cdot E \cdot h^2 \alpha_T/12$$

Tabelle Bild19: Beiwerte für die Biegemomente und Durchbiegungen in Feldmitte frei drehbar gelagerter Rechteckplatten ( $\mu = 0$ ) nach [12]

Der Versuch einer näherungsweisen Übertragung der Momentenverteilung einer liniengelagerten Platte auf eine punktgestützte Platte unter Temperaturbelastung  $\Delta T$  ( $T_u > T_0$ ) führt zu folgenden Ergebnissen:

- Einzelplatte:

Abgesehen von geringen Drillmomenten in den Plattenecken, die vernachlässigt werden können, treten keinerlei Momente auf.

- Einzelplatte innerhalb eines punktgestützten Plattenfeldes:

Vereinbarungsgemäß besitzen die nicht erhitzten Platten eine erheblich höhere Biegesteifigkeit, weswegen in der brandbeanspruchten Platte ähnliche Momentenverteilungen entstehen dürften wie bei einer liniengelagerten Platte mit Einspannmomenten zu den angrenzenden Platten. Im Ergebnis entsteht eine annähernd gleichmäßige Momentenverteilung aus  $\Delta T$  im brandbeanspruchten Plattenfeld, allerdings mit Aufhöhungen in den Stützpunkten, wobei sich für die Mittenmomente  $m_{xm}$  und  $m_{ym}$  auch hier nur das Verhältnis  $I_y/I_x$ , nicht aber die absoluten Stützweiten auswirken. Auf der Plattenoberseite entstehen Zugspannungen.

- Eckplatte unter Brandbelastung, angrenzende Plattenfelder nicht brandbeaufschlagt:

Ein besonders eindrucksvolles Beispiel für die hier eintretenden Schnittgrößenverteilungen stellt die Eckplatte einer Flachdecke dar.

Bild410 zeigt die Verteilung der Hauptmomente in einer Eckplatte eines punktgestützten Plattenfeldes unter Einwirkung von  $\Delta T$ ; die angrenzenden Platten erhalten keine Brandbelastung und wirken als einspannende Bauteile. An den Übergängen zu diesen Platten und insbesondere im Stützpunkt II/B treten hohe Momente mit negativem Vorzeichen - Zug auf der Plattenoberseite - auf (FE-Berechnung des eingangs vorgestellten Plattenfeldes mit 16 quadratischen Platten, Bild46).

Zur besseren Erläuterung wurden in Bild410 einige Knotennummern in der Umgebung der Stützpunkte A/II, B/I und B/II sowie A/I eingetragen. Die Hauptmomente  $m_1$  und  $m_2$  und deren Winkel zu den Hauptachsen sowie die Momente  $m_x$ ,  $m_y$  und  $m_{xy}$  aus der Temperaturbelastung  $\Delta T$  des Feldes I sind in der folgenden Tabelle zahlenmäßig (kNm) zusammengestellt, wobei  $\beta_T \cdot \Delta T = 60$  zugrunde gelegt wurde.

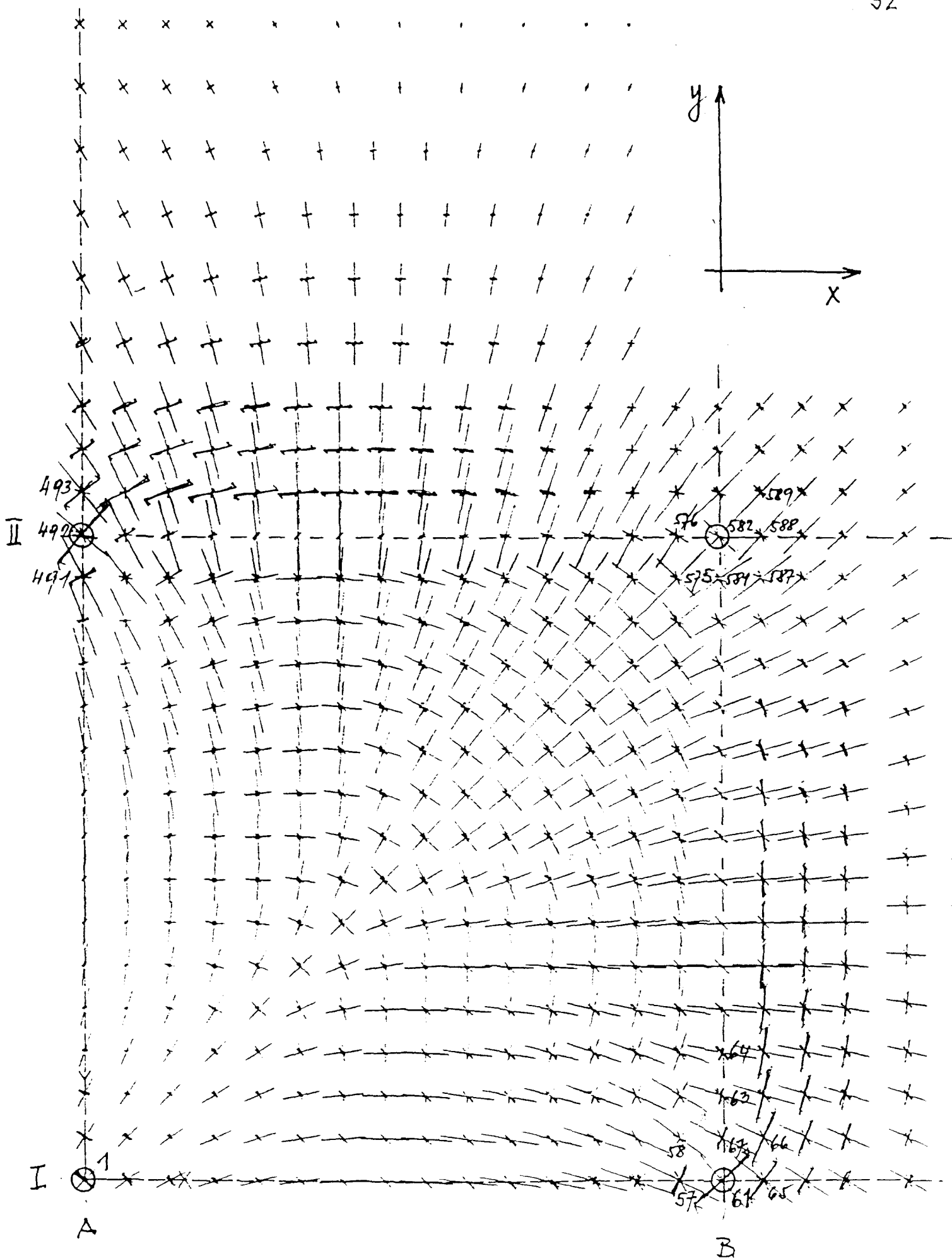


Bild 10: Hauptmomente in der Eckplatte eines Plattenfeldes unter Temperaturbelastung  $\Delta T$  ( $T_u > T_0$ )

Bezeichnung	Knoten Nr.	$m_1$	$m_2$	Winkel (°)	$m_x$	$m_y$	$m_{xy}$
Pkt A/I	1	+ 29,2	- 33,4	- 45,0	- 2,1	- 2,1	- 31,3
B/I	61	+ 87,9	- 78,9	41,1	+ 15,8	- 6,8	+ 82,7
	57	+ 34,3	- 105,7	63,3	- 77,5	+ 6,0	+ 56,1
	58	- 15,3	- 80,5	53,2	- 57,1	- 38,7	+ 31,3
	62	+ 25,2	- 90,3	63,1	- 66,6	+ 1,5	+ 46,6
	66	+ 63,8	- 78,9	64,4	- 52,2	+ 37,1	+ 55,6
	65	+ 52,7	- 92,9	52,4	- 38,5	- 1,5	+ 70,3
	63	+ 13,9	- 85,7	73,2	- 77,4	+ 5,5	+ 27,6
	64	+ 8,2	- 85,1	79,2	- 81,9	+ 4,9	+ 17,2
A/II	492	+ 87,9	- 78,9	48,9	- 6,8	+ 15,8	+ 82,7
	493	+ 52,7	- 92,7	37,6	- 1,5	- 38,5	+ 70,3
	491	+ 34,3	- 105,7	26,7	+ 6,0	- 77,5	+ 56,1
B/II	582	- 53,2	- 116,1	- 45,0	- 84,7	- 84,7	- 31,4
	581	- 33,0	- 91,0	- 57,5	- 74,3	- 49,8	- 26,3
	575	- 65,0	- 77,7	- 45,0	- 71,3	- 71,3	- 6,4
	576	- 33,0	- 91,0	- 32,5	- 49,8	- 74,3	- 26,3
	589	- 24,4	- 66,6	- 45,0	- 45,5	- 45,5	- 21,1
	588	- 19,2	- 80,3	- 43,4	- 48,1	- 51,5	- 30,5
	587	- 6,5	- 88,2	- 53,9	- 59,8	- 34,9	- 38,9
(-): Zug oben (+): Zug unten							

Ergebnisse der FE-Berechnung einer partiell brandbelasteten 16feldrigen  
Flachdecke (vergl. Bild 46)

### 1.8.2 Untersuchung einzelner Plattenfelder

Angeichts der Vielfalt möglicher Brandabläufe muß sich die Darstellung der Ergebnisse auf einige charakteristische Brandszenarien beschränken.

Die folgenden Darstellungen umfassen die Auflagerdrücke und die Biegemomente in den Achsrichtungen, ferner den Verlauf dieser Momente senkrecht zu ihrer Tragrichtung sowie die Durchbiegungen. Als Schnitte wurden die Stützenachsen sowie jeweils ein Schnitt in Feldmitte gewählt (vergl. Bild 16). Es wurden getrennt ausgewertet die Schnittgrößen aus  $\beta_T \cdot \Delta T = 60$  sowie aus Eigengewicht  $g = 5 \text{ kN/m}^2$ . In einigen Fällen ergaben sich Singularitäten; dort wurden Momentenspitzen auf die Stützenkanten reduziert (Stützen  $20 \text{ cm} \times 20 \text{ cm}$ ).

Die Trennung zwischen brandbelasteten und den angrenzenden, nicht belasteten Feldern erfolgte in den Stützenachsen ohne "Übergangsbereich"; es hatte sich in einzelnen Versuchen gezeigt, daß solche Übergangsbereiche schmal und ohne signifikante Auswirkung auf die Ergebnisse bleiben.

Die in den folgenden Untersuchungen angegebenen Momente weisen nur die Momente in Richtung  $x$  und  $y$  aus, nicht aber die Momente  $m_{xy}$  oder die Hauptmomente. Drillmomente  $m_{xy}$  treten vor allem in den Plattenecken auf und werden dort durch konstruktive Maßnahmen bzw. durch die dort kreuzende Stützstreifenbewehrung - vergl. auch DIN 1045 Abschn. 20.1.0.4 - abgedeckt. Aus diesem Grunde wurde auf ihre Darstellung verzichtet.

Das hier eingesetzte FE-Programm wurde am Lehrstuhl für Massivbau der TU Braunschweig entwickelt und für den Lastfall "Temperatur" eingerichtet. Das Rechenprogramm wurde durch Vergleich mit den in der Literatur angegebenen Lösungen [1] für den Kaltzustand überprüft und gute Übereinstimmung festgestellt. Allerdings wurde von den in [1] vorgesehenen Vereinfachungen (Abstufungen) des Momentenverlaufes kein Gebrauch gemacht. Die Ergebnisse dieser Vergleichsrechnungen sind in den Anlagen 0 dargestellt.

Die Lastmomenten-Spitzen über den Stützpunkten ergeben sich nach FE-Analyse wesentlich größer als nach Heft 240 [1]; als Ausgleich ist die Wirkungsbreite des Größtmomentes entsprechend vergrößert - mittlere Stützstreifen -, so daß sich gegenüber der FE-Analyse keine Defizite hinsichtlich der erforderlichen Bewehrung ergeben. Die Feststellung gilt auch für die anderen maßgebenden Bemessungsschnitte.

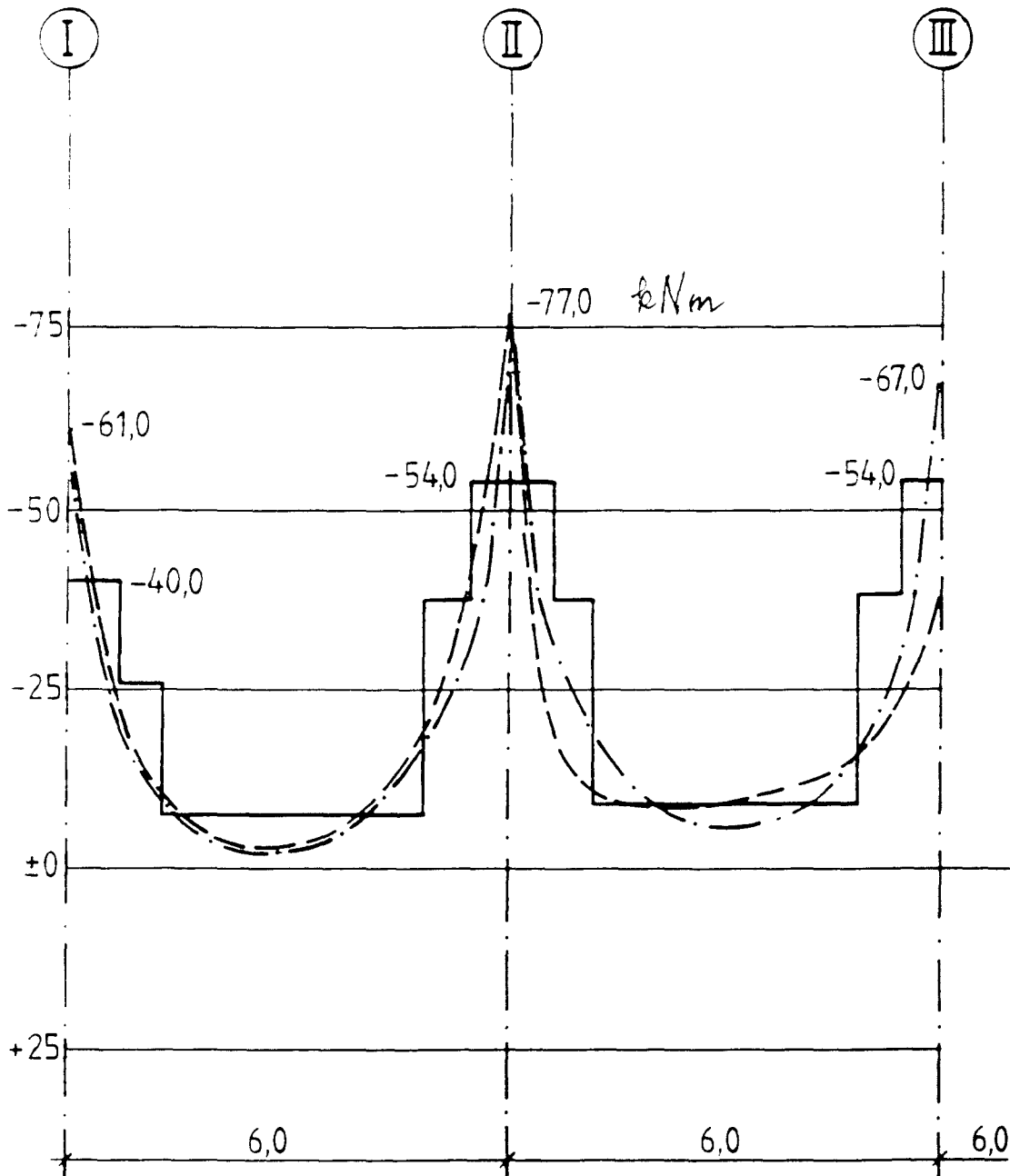


FELD M. brandbelastet; Biegemomente m (kNm)

ANLAGE 0/1

in Achse B in Richtung y  $\hat{=}$  Achse II in Rix

$\beta_T \cdot \Delta T = 60$ ,  $\mu = 0$ ; übrige Felder:  $(EJ)_0$ ,  $\mu = 0,2$



Belastung mit  $g = 5 \text{ kN/m}^2$ :

- - - - - 4 Innenfelder brandbelaset,  $\beta_T = 0,15$ ,  $\mu = 0$   
 übrige Felder  $(EJ)_0$ ,  $\mu = 0,2$

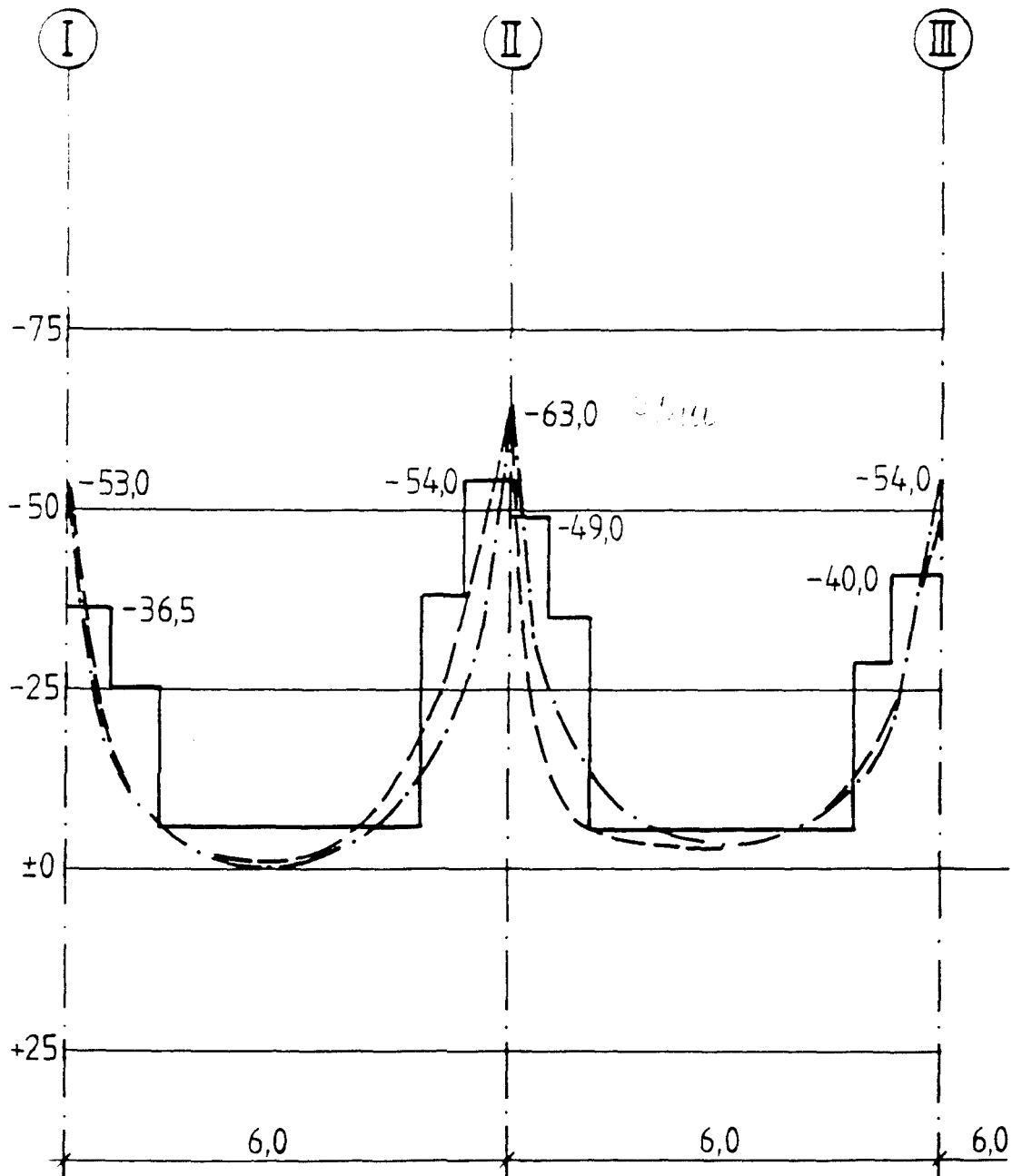
- . . . . . alle Felder  $(EJ)_0$ ,  $\mu = 0,2$

Heft 240

FELD  $M$ , brandbelastet: Biegemomente  $m$  (kNm)

in Achse  $C$  in Richtung  $y \cong$  Achse  $VI$  in  $Fi$  x

$\beta_T \cdot \Delta T = 60$ ,  $\mu = 0$ ; übrige Felder:  $(EJ)_0$ ,  $\mu = 0.2$



Belastung mit  $g = 5 \text{ kN/m}^2$ :

----- 4 Innenfelder brandbelastet,  $\beta_T = 0,15$ ,  $\mu = 0$   
 übrige Felder  $(EJ)_0$ ,  $\mu = 0,2$

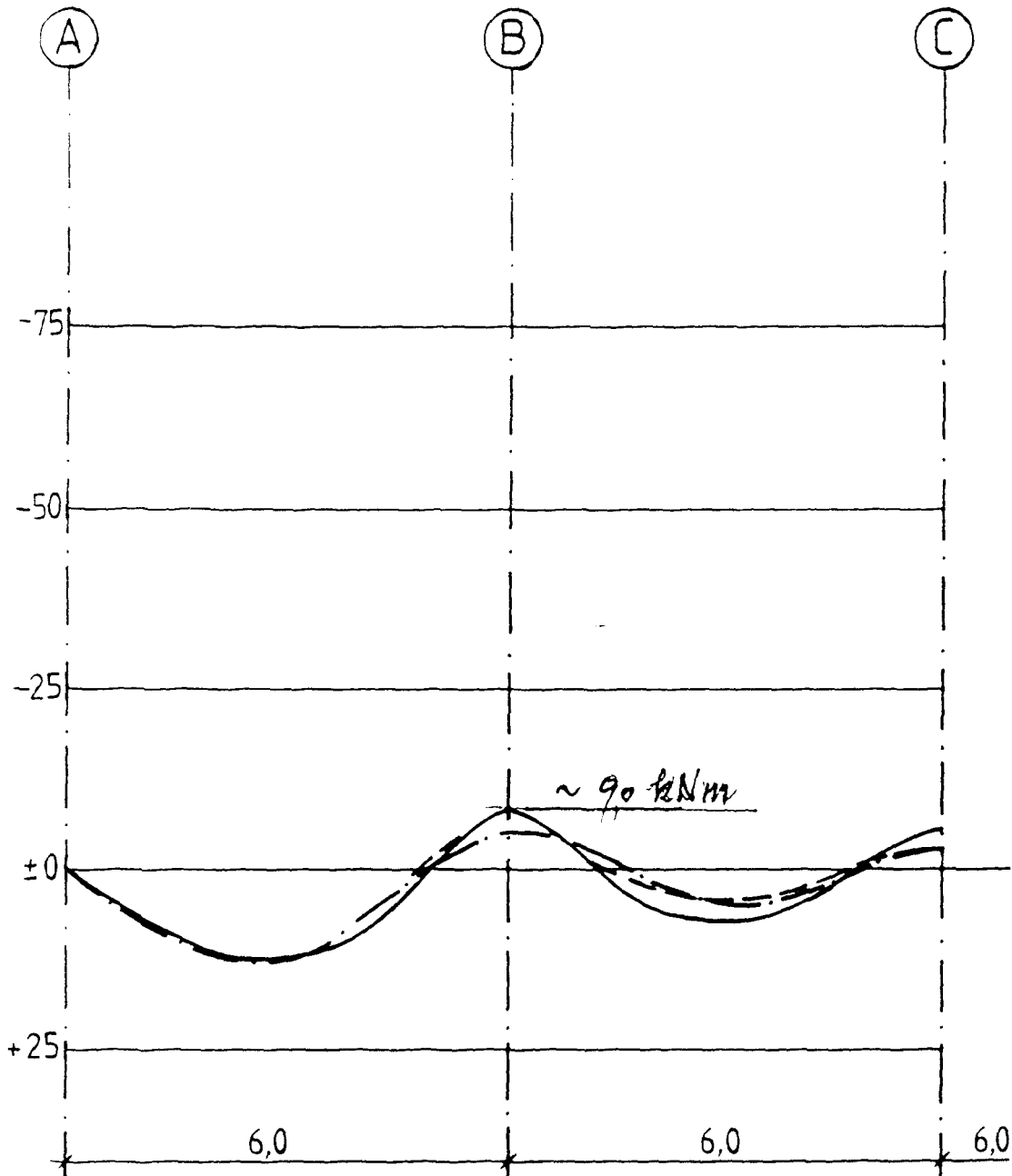
..... alle Felder  $(EJ)_0$ ,  $\mu = 0,2$

———— Heft 240

FELD M, brandbelastet; Biegemomente  $m$  (kNm)

in Achse  $y$  in Richtung  $x \rightleftharpoons B/C$  in Richtung  $y$

$\beta_T \cdot \Delta T = 60$ ,  $\mu = 0$ ; übrige Felder:  $(EJ)_0$ ,  $\mu = 0,2$



Belastung mit  $g = 5 \text{ kN/m}^2$ :

- - - - - 4 Innenfelder brandbelastet,  $\beta_T = 0,15$ ,  $\mu = 0$   
 übrige Felder  $(EJ)_0$ ,  $\mu = 0,2$

- . . . . alle Felder  $(EJ)_0$ ,  $\mu = 0,2$

Heft 240

Fall 1: Eckplatte 1 unter Brandbelastung,  
angrenzende Plattenfelder nicht brandbeaufschlagt.

In Bild 110 wurden bereits die Hauptmomente in Feld 1 dargestellt, die für diesen Fall errechnet wurden. Die weiteren Ergebnisse sind in den Anlagen 1/1 ff dargestellt.

Nachfolgend werden aus diesen Anlagen einige Einzelergebnisse vorgestellt, die für weitere Überlegungen benötigt werden. Die Schnittgrößen wurden auf  $\beta_T \cdot \Delta T = 36$  und  $g + p = q = 10 \text{ kN/m}^2$  umgerechnet (Stahlbetonplatte mit  $h = 20 \text{ cm}$ ).

Für die im Teil II behandelten Durchstanzversuche unter Brandeinwirkung ist die Frage von Bedeutung, inwieweit die Auflagerkräfte in den Stützpunkten durch Temperatur-Zwangwirkungen erhöht werden. Ein drastisches Beispiel liefert Fall 1 im Stützpunkt II/B. In Bild 111 werden die Auflagerkräfte in Achse II dargestellt, wobei eine gleichmäßig verteilte Nutzlast von  $p = 5 \text{ kN/m}^2$  berücksichtigt wurde, so daß sich eine Gesamtlast von  $q = g + p = 10 \text{ kN/m}^2$  ergibt. Die Wahl von  $p$  ist naturgemäß willkürlich, aber für eine Flachdecke mit 6,0 m Stützweite und 20 cm Plattendicke angemessen ( $g/q = 5/10 = 0,5$ ).

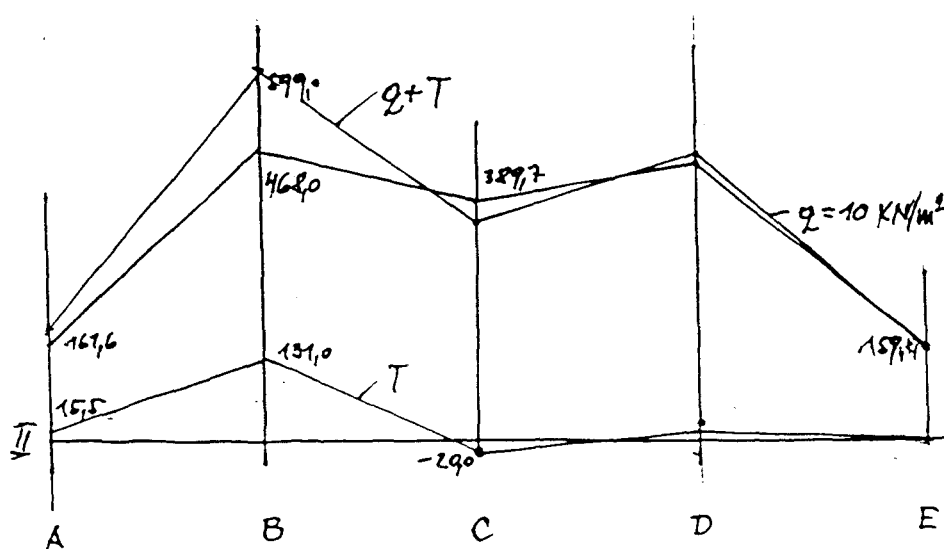
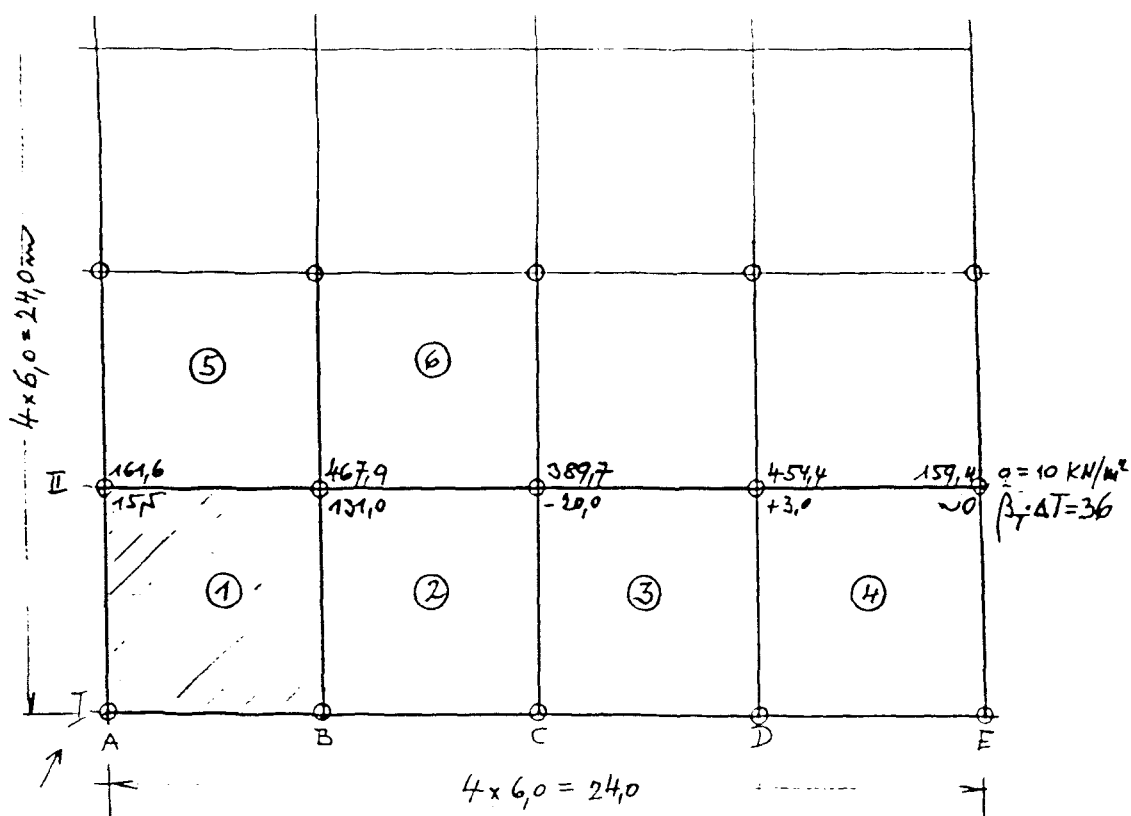


Bild 11: Auflagerkräfte; Achse II; Feld 1 brandbelastet;  $\beta_T \cdot \Delta T = 36$ ,  $q = 10 \text{ kN/m}^2$

Aus Bild 11 geht nun eine Steigerung des Auflagerdruckes in II/B aus Temperaturzwang von 28 %, bezogen auf den Stützendruck aus der Belastung  $q$ , hervor, ein überraschend hoher Wert. Es wird zu prüfen sein, ob Stützendruck-Steigerungen dieser Größenordnung im Brandversuch ohne Zusatzmaßnahmen ertragen werden können, wobei zu berücksichtigen ist, daß die Entwicklung der Zwangskräfte innerhalb der ersten 30 Minuten des Brandangriffes zu erwarten ist. Andererseits hängt der Prozentsatz der Laststeigerung von der Höhe der Nutzlast und damit von der Stützweite ab, wird also im allgemeinen mit zunehmender

der Stützweite kleiner, weil die Auflagerreaktionen aus  $\Delta T$  bei unveränderten Randbedingungen von den Stützweiten unabhängig sind.

Die Verteilung der Biegemomente aus  $\Delta T$  im brandbelasteten Feld 1 ist in Bild 12 zusammengefaßt, wobei so weit wie möglich auf Bild 8 Bezug genommen wurde. Die Einspannwirkung der angrenzenden Felder ist deutlich zu erkennen, aber auch das Fehlen einer Linienlagerung entlang der Ränder  $x = y = 0$ . Geringe zahlenmäßige Unterschiede an Schnittpunkten zugeordneter Momentenlinien sind auf Rundungsfehler der FE-Rechnung zurückzuführen.

Die in Bild 12 eingetragenen Momentenwerte sollen auch mit den zu Bild 8 und 9 angegebenen Ansätzen verglichen werden:

Mit  $\ell_x = \ell_y$  und  $\mu = 0$  ergibt sich für  $\beta_T = 0,2$  und  $\Delta T = 180$ :

Momente in Feldmitte:

$$\begin{aligned} m_{x,m} &= m_{y,m} = - \beta_T \cdot \Delta T \cdot E \cdot h^2 \cdot \alpha_T / 12 \\ &= - 36 \cdot 30 \cdot 10^6 \cdot 0,04 \cdot 10^{-5} / 12 \\ &= - 36 \text{ kNm} > \text{FE-Lösung} - 30,0 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Randmomente bei beidseitiger Linienlagerung:

$$\begin{aligned} m_{x,r} &= m_{y,r} = - \beta_T \cdot \Delta T \cdot E \cdot h^2 \cdot \alpha_T / 12 \\ &= - 36 \text{ kNm} \end{aligned}$$

bei einseitiger Einspannung 1,5fach, somit

$$m_{x,r} = m_{y,r} = - 54 \text{ kNm} > \text{FE Lösung} \sim 49,8 \text{ kNm}$$

Gegenüber den Lösungen der Plattentheorie für allseits eingespannte Ränder zeigen die Ergebnisse der FE-Rechnung in Plattenmitte etwas kleinere Werte. Diese Ränder bilden jedoch keine starre Einspannung, so daß die theoretischen Werte der Randmomente bei der hier vorliegenden einseitigen starren Einspannung nicht ganz erreicht werden. Zum Vergleich können die Ergebnisse in [14] herangezogen werden.

In der folgenden Tabelle Bild 13 werden die Biegemomente aus Gesamtlast  $q = 10 \text{ kN/m}^2$  in den maßgebenden Stützpunkten I/B, II/B und II/A sowie in Feldmitte I/II = A/B den Temperaturmomenten aus  $\beta_T \cdot \Delta T = 36$  gegenübergestellt:

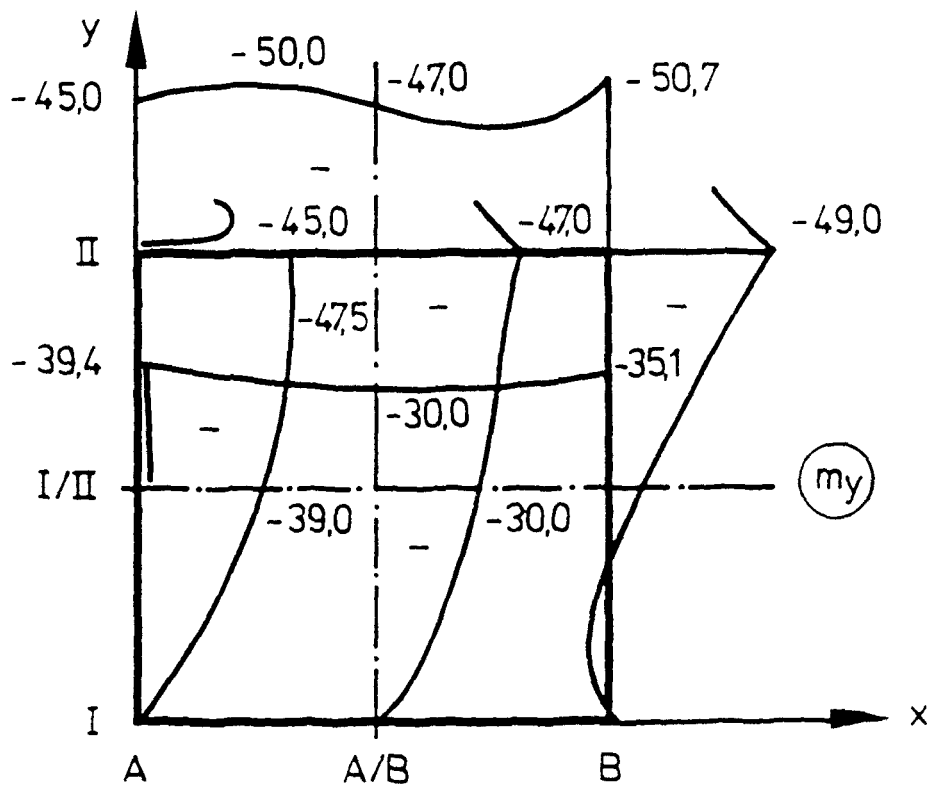
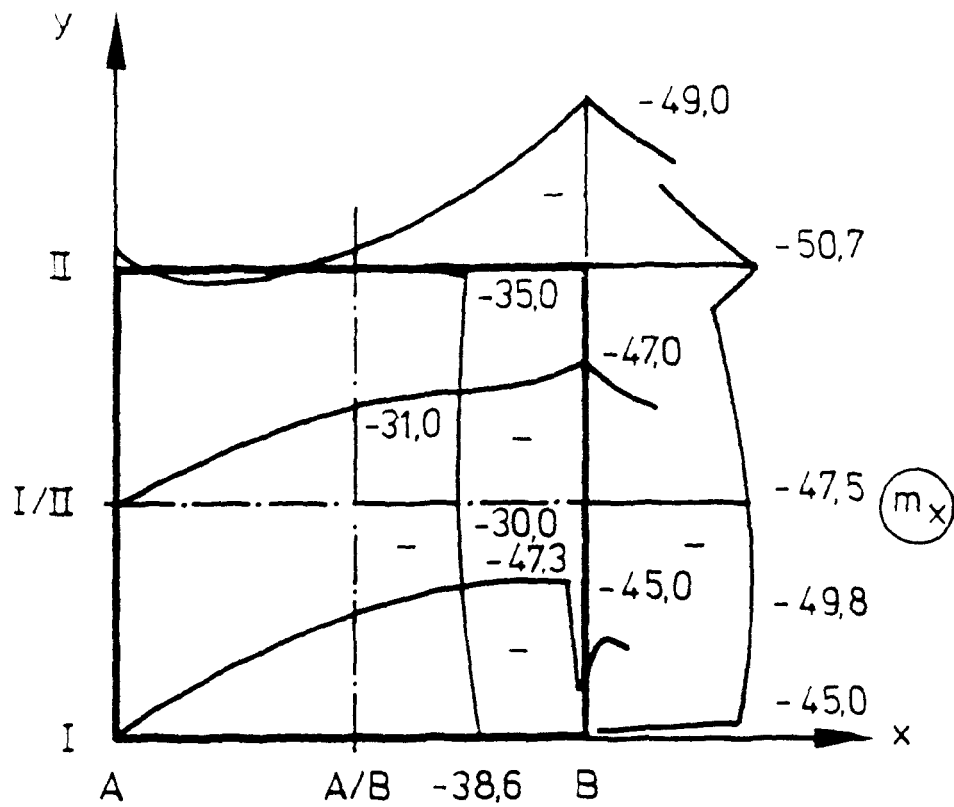


Bild 12: Biegemomente  $m_T$ ; Feld I, brandbelastet;  $\beta_T \cdot \Delta T = 36$

Schnitt	$m_q$	$m_T$	$m_q + m_T$	Fließmoment $\geq 2 m_q$	$2 m_q >< m_q + m_T$ bzw. $+ m_g - m_T$
I/B	- 80,2	- 45,0	- 125,2	- 160,4	>
II/B	- 160,0	- 50,7	- 210,7	- 320,0	>>
I/II B	- 22,4	- 47,0	- 69,4	- 44,8	< obere Bewehrung für - 47,0 + 11,4 kNm = - 35,6 kNm erforderlich
I/II Mitte	+ 14,0	- 30,0	- 23,0	+ 28,0	obere Bewehrung für 30,0 + 7,0 kNm = - 23,0 kNm erforderlich

Tabelle Bild 413: Biegemomente in Feld 1 unter Brandbelastung

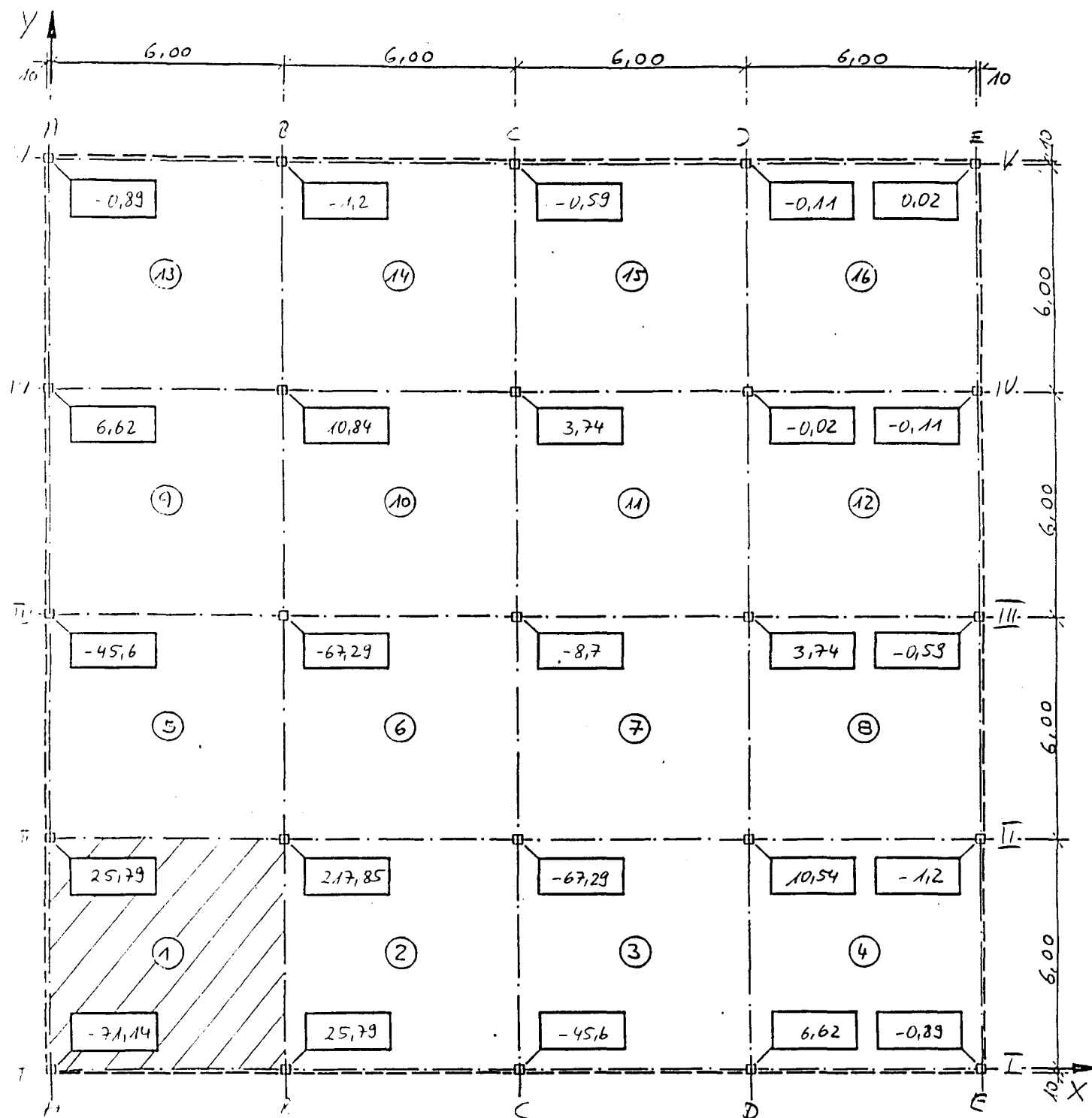
Wird voraussetzungsgemäß angenommen, da das Fließmoment über den Stützpunkten annähernd beim zweifachen Gebrauchsmoment  $m_q$  eintritt, ergeben sich für Feld 1 über den Stützen befriedigende Bewehrungsverhltnisse, wenn  $m_q$  für den Kaltzustand bemessen wurde. Hingegen ist im Feldbereich eine zusätzliche oben liegende Bewehrung zur Aufnahme der Momente  $m_T$  - abzüglich des Momentes  $m_g$  - anzuordnen, sofern nicht aus der Kaltbemessung bereits oben liegende Bewehrung vorhanden ist. Die Bemessung wäre für den Sonderlastfall "Feuer" vorzunehmen.

Bemerkenswert ist die Mittendurchbiegung in Feld 1 aus T und  $q = 10 \text{ kN/m}^2$  (vergl. Anlage 1/6) mit

$$f_m = f_T + f_q = 38,7 \cdot 36/60 + 29,8 = 53,0 \text{ mm},$$

siehe hierzu auch [16].

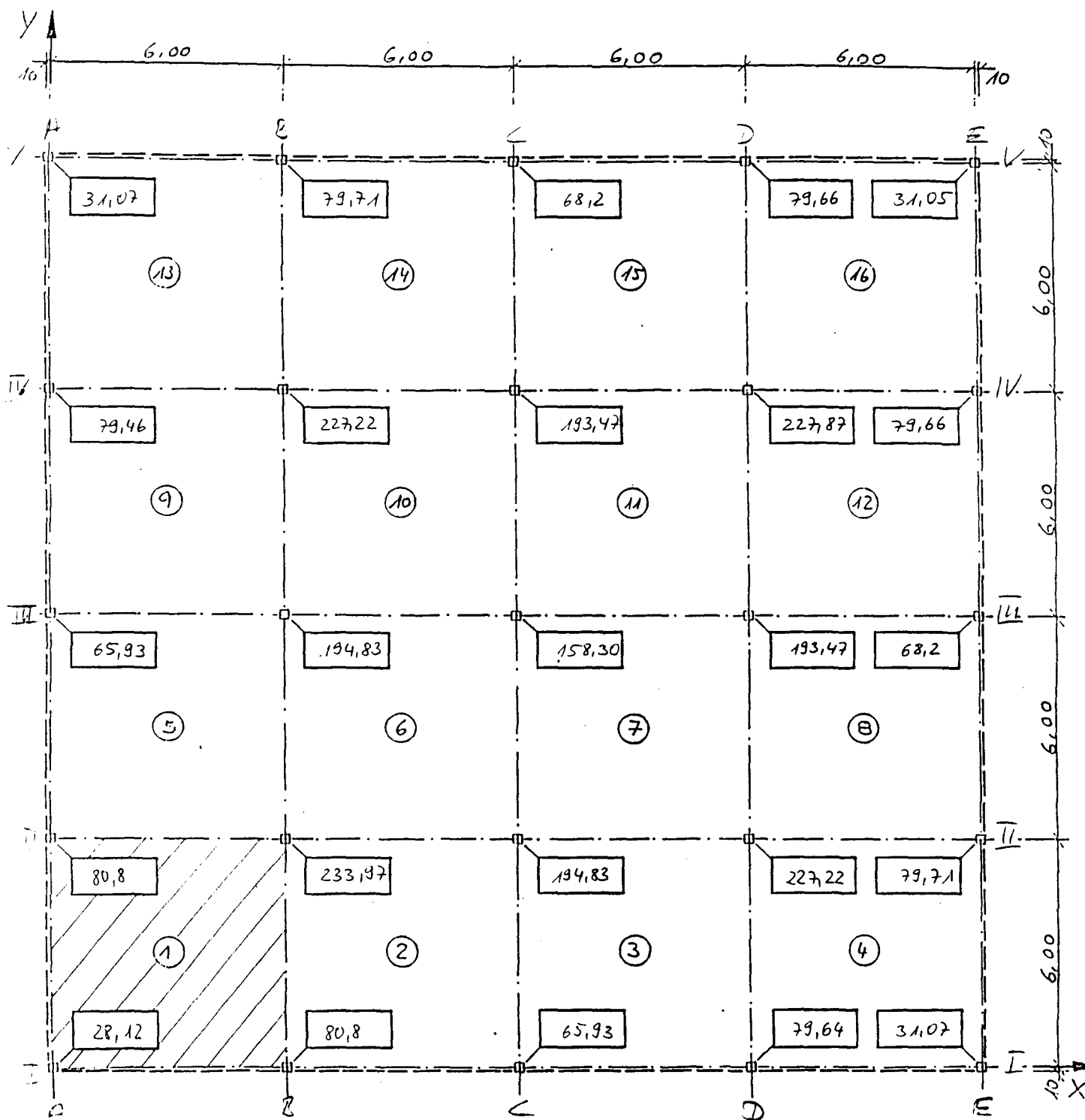




ANLAGE 1/1

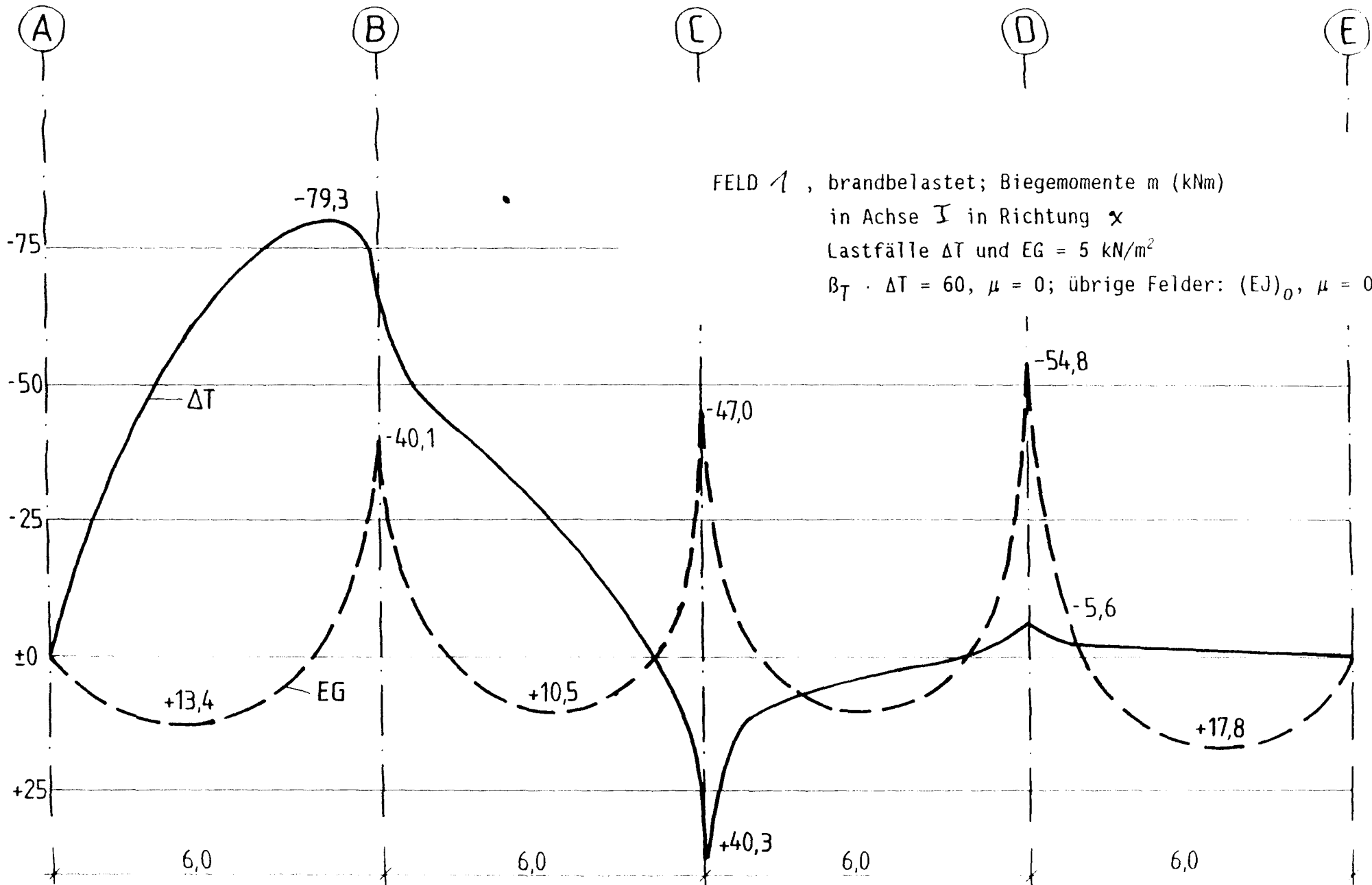
FELD 1, brandbelastet; Auflagerkräfte (kN) aus  $\Delta T$

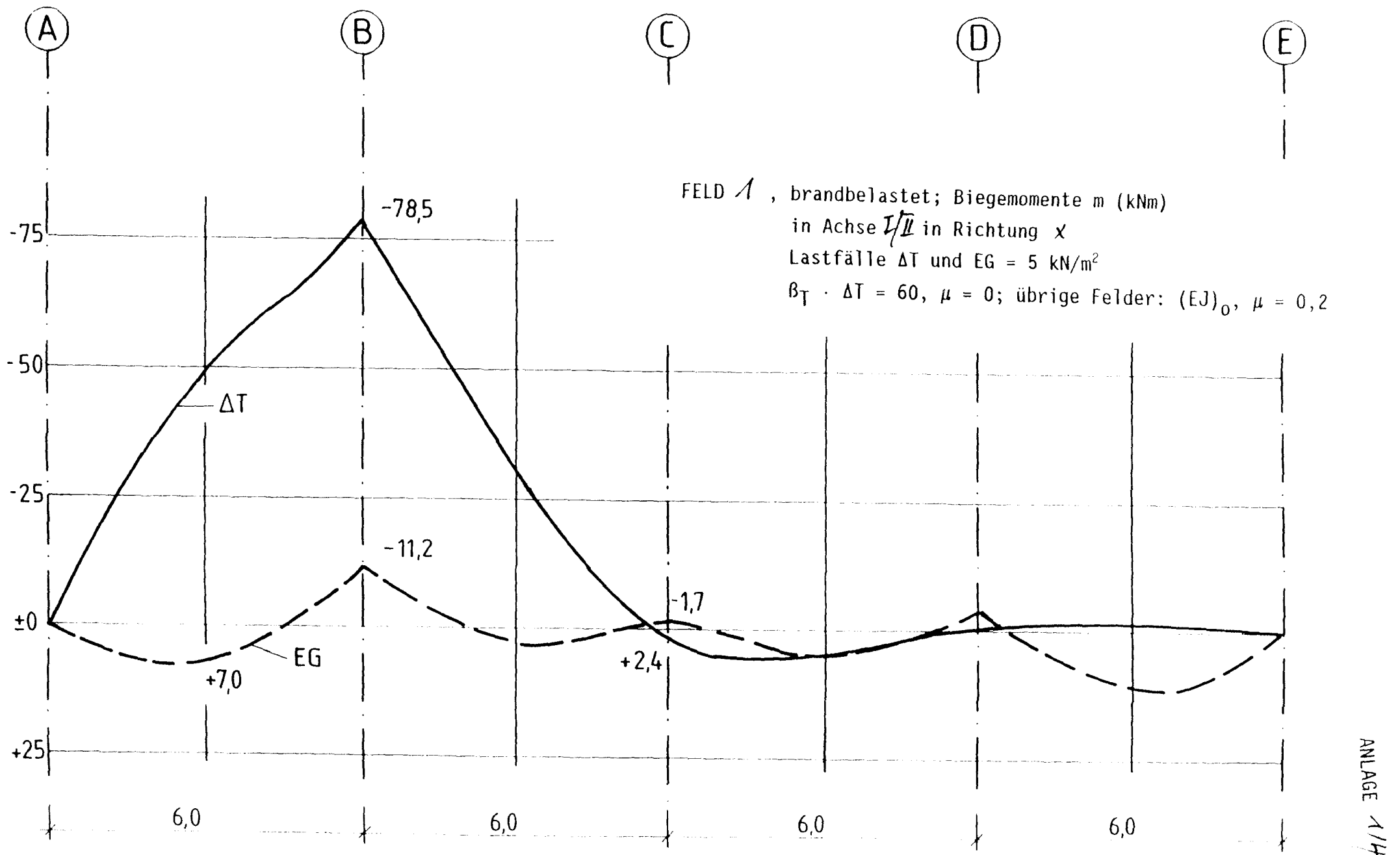
$\beta_T \cdot \Delta T = 60$ ,  $\mu = 0$ ; übrige Felder:  $(EJ)_0$ ,  $\mu = 0,2$

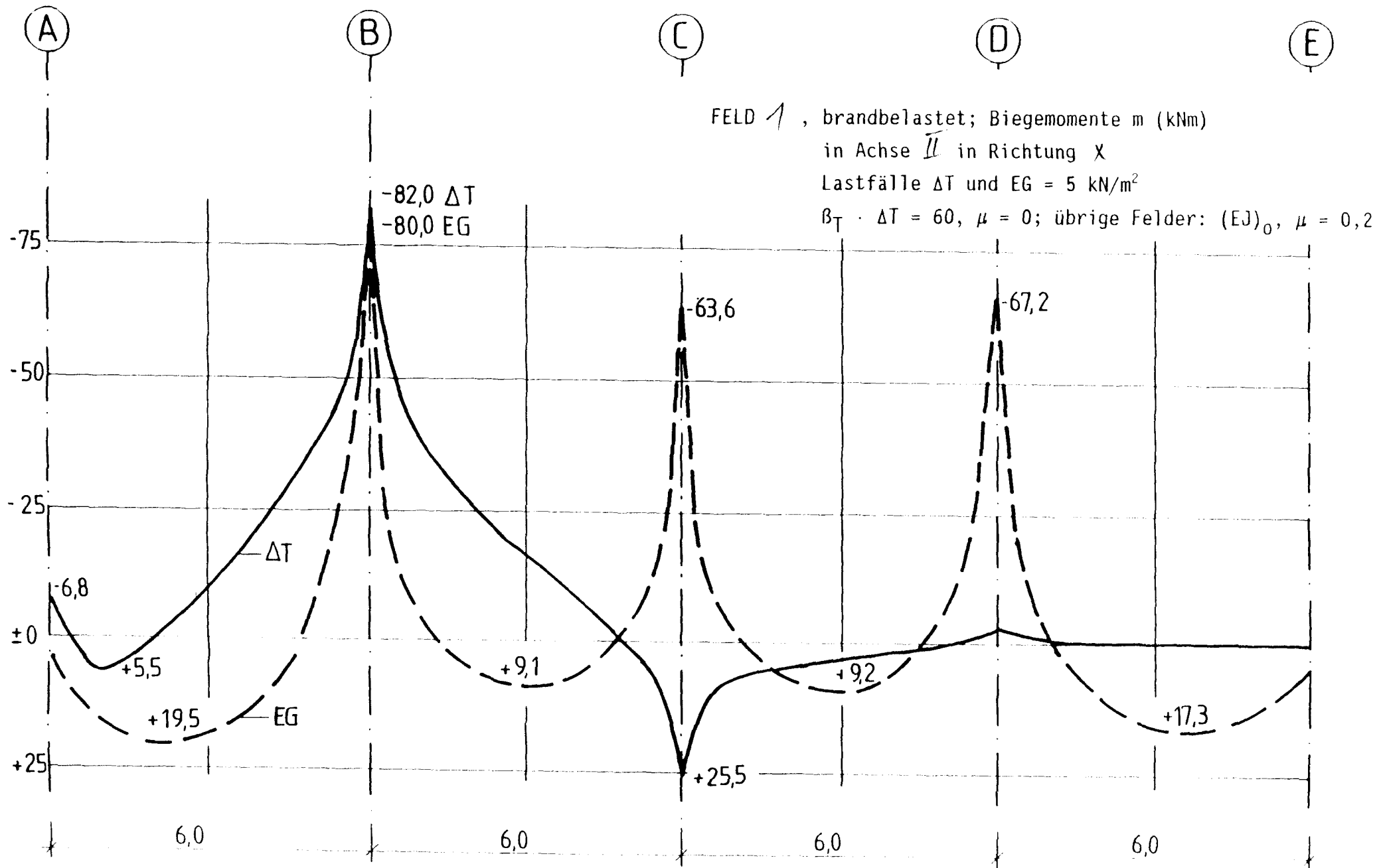


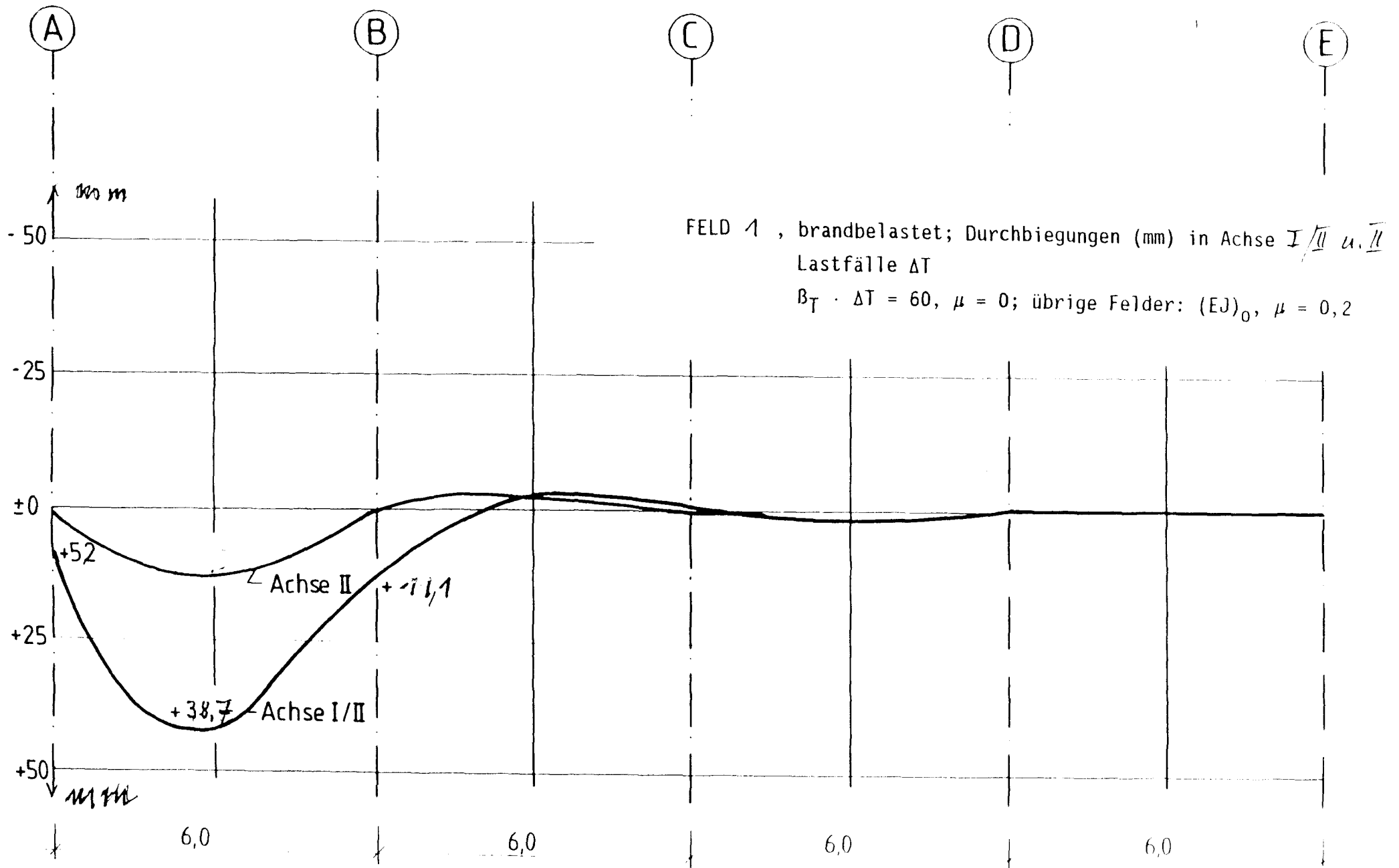
ANLAGE 1/2

FELD 1, brandbelastet; Auflagerkräfte (kN) aus EG = 5 kN/m<sup>2</sup>  
 $\beta_T \cdot \Delta T = 60$ ,  $\mu = 0$ ; übrige Felder:  $(EJ)_0$ ,  $\mu = 0,2$









### Fall 5: Randplatte 5 unter Brandbelastung, angrenzende Plattenfelder nicht brandbeaufschlagt

Die Rechenergebnisse sind in den Anlagen 5/1 ff dargestellt. Auszugsweise werden nachfolgend einige Einzelergebnisse zusammenfassend vorgestellt; es wurde  $q = 10 \text{ kN/m}^2$  und  $\beta_T \cdot \Delta T = 36$  zugrunde gelegt (Stahlbetonplatte mit  $h = 20 \text{ cm}$ ).

Aus Bild 14 geht eine Steigerung des Auflagerdruckes in II/B aus  $\Delta T$  von  $77 \text{ kN} = 20 \%$  hervor; in III/B ergeben sich geringere Steigerungen. Diese Werte sind zwar deutlich niedriger als bei Feld 1 beobachtet, doch führt ein gleichzeitiger Brandangriff auf Feld 1 und 5 zu Auflagerdrücken aus  $\Delta T$  in II/B von  $131 + 77 = 208 \text{ kN}$ . Dieser Vorgang wird noch verschärft, wenn sich der Brand auf die Felder 6 und 2 (= Feld 5) ausdehnt. Unter diesen für die erste Innen-Eckstütze offensichtlich ungünstigsten Bedingungen ergibt sich - unter Vorgriff auf Fall 6, Feld 6 brandbeaufschlagt - eine Stützendruck-Steigerung um  $131 + 2.77 + 38 = 323 \text{ kN}$ , also von rd.  $450 \text{ kN}$  auf insges.  $773 = 70 \%$ , bezogen auf die Stützenlast in II/B aus  $q = 10 \text{ kN/m}^2$ .

Die Verteilung der Momente in Feld 5 sind in Bild 15 dargestellt.

Der Verlauf der Momente  $m_x$  und  $m_y$  ist im Grundsatz ähnlich wie bei Feld 1; allerdings ergeben sich in den Schnitten II, III und B etwas niedrigere Einspannmomente, dafür zeigen sich in Feldmitte höhere Momente. Auch Rand A zeigt Einspannmomente  $m_y$ .

Der Vergleich mit den Ergebnissen der Plattentheorie zeigt:

Plattentheorie	FE-Lösungen
Im Feld: $m_{x,m} = m_{y,m} = - 36 \text{ kNm}$	$m_{x,m} = - 35,3 \text{ kNm}$ $m_{y,m} = - 35,4 \text{ kNm}$
Randmomente:	
liniengelagert: $m_{x,r} = m_{y,r} = - 36 \text{ kNm}$	$m_{x,r}$ Schnitt B: $\sim 40,5 \text{ kNm}$
einseitig eingespannt $= 54$	$m_{y,r}$ Schnitt II u. III: $- 39,6 \text{ kNm}$
	Schnitt A: $- 47,1 \text{ kNm}$

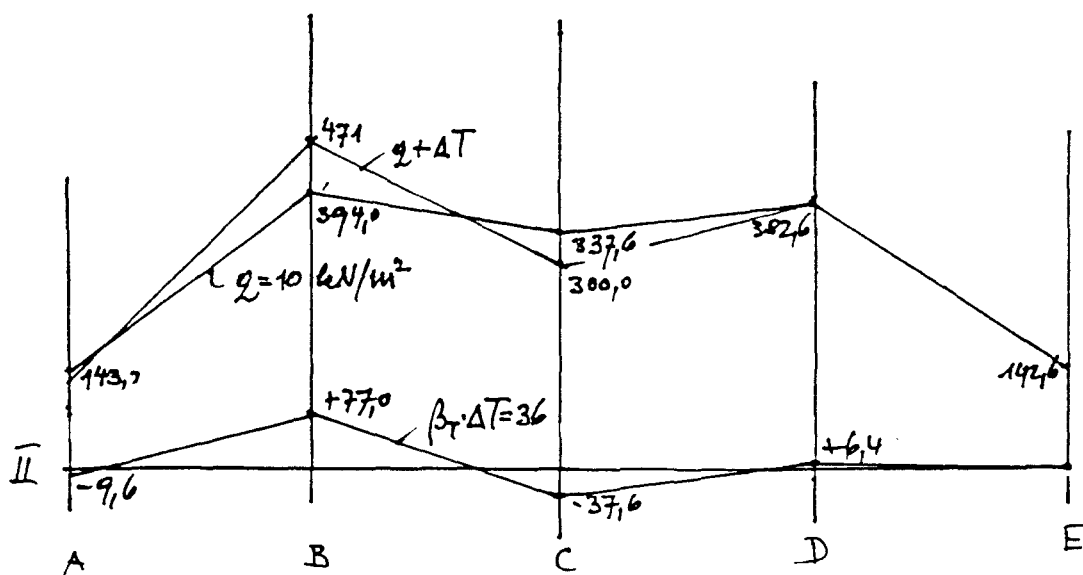
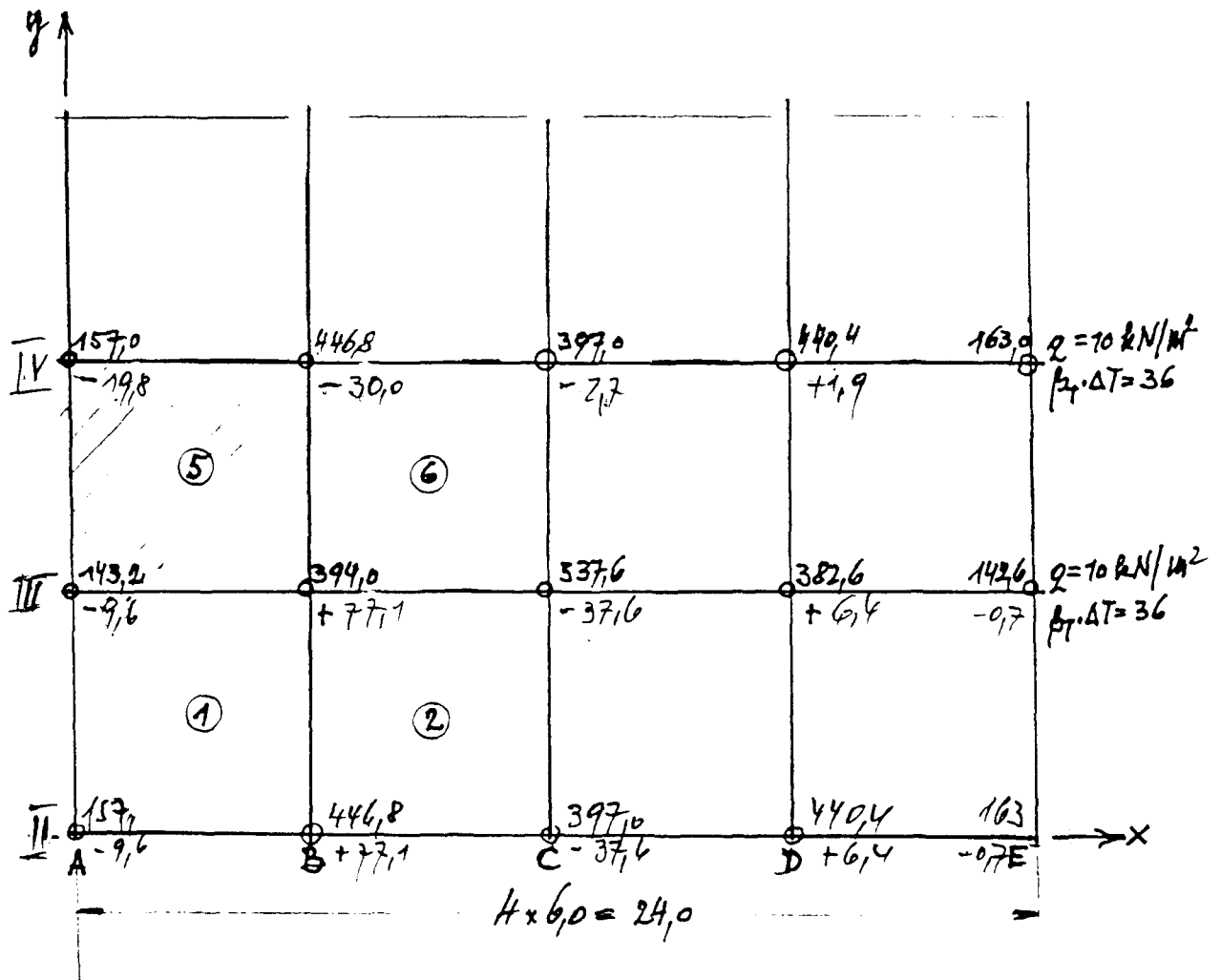


Bild 14: Auflagerkräfte Achse II; Feld 5 brandbelastet;  
 $\beta_T \cdot \Delta T = 36$ ,  $q = 10 \text{ kN/m}^2$



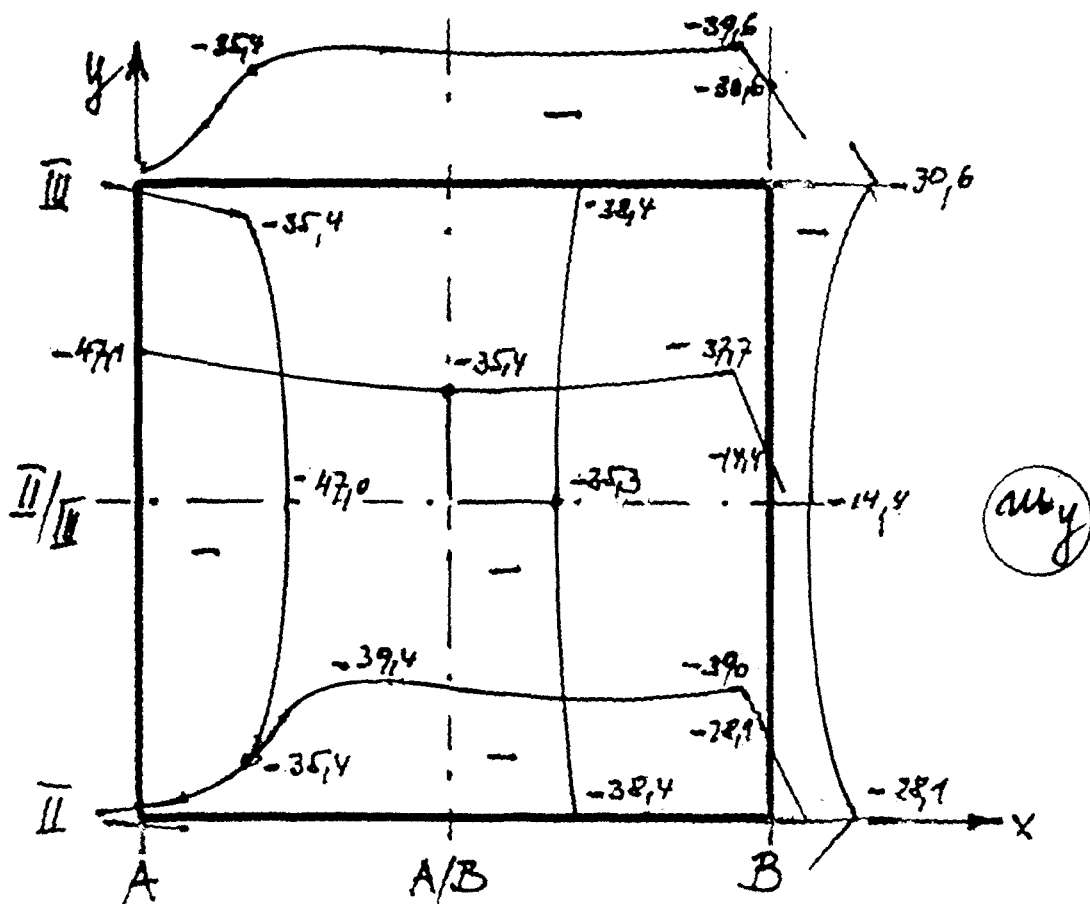
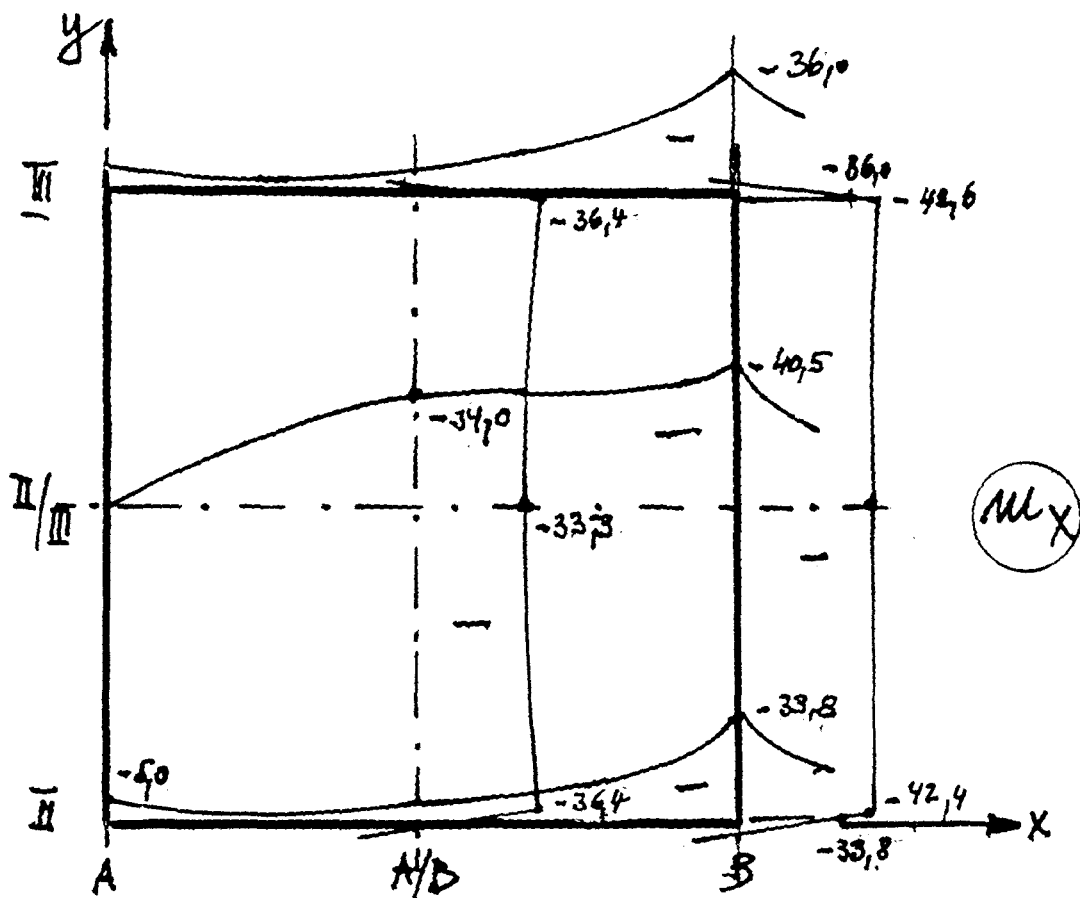


Bild 115: Biegemomente  $m_T$ ; Feld 5, brandbelastet;  
 $B_T \cdot \Delta T = 36$

Die Durchbiegungen infolge  $\Delta T$  und  $q = 10 \text{ kN/m}^2$  (vergl. Anlagen) erreichten in Feldmitte

$$f_m = f_T + f_q = 19,7 \cdot 36/60 + 17,0 = 28,8 \text{ mm}$$

In der folgenden Tabelle Bild 16 werden die Biegemomente in den maßgebenden Punkten aus Gesamtlast  $q = 10 \text{ kN/m}^2$  den Temperaturmomenten aus  $\beta_T \cdot \Delta T = 36$  gegenübergestellt:

Schnitt	Fließmoment				
	$m_q$ kNm	$m_T$ kNm	$m_q + m_T$ kNm	$\geq 2 m_q$ kNm	$2 m_q > m_q + m_T$ bzw. $+ m_g - m_T$
$m_x$ II/B	- 144,0	- 37,8	- 181,8	288,0	>
$m_x$ III/B	- 138,0	- 36,0	- 174,0	276,0	>
$m_y$ III/B	- 130,0	- 39,6	- 169,6	260,0	>
$m_y$ Rand A	+ 17,4	- 47,1	obere Bewehrung erf. für - 47,1 + 8,7 = - 38,4 kNm		
Mitte II/III $m_x$	+ 9,8	- 35,4	obere Bewehrung erf. für - 35,4 + 4,9 = - 30,6 kNm		

Tabelle Bild 16: Biegemomente in Feld 5 unter Brandbelastung

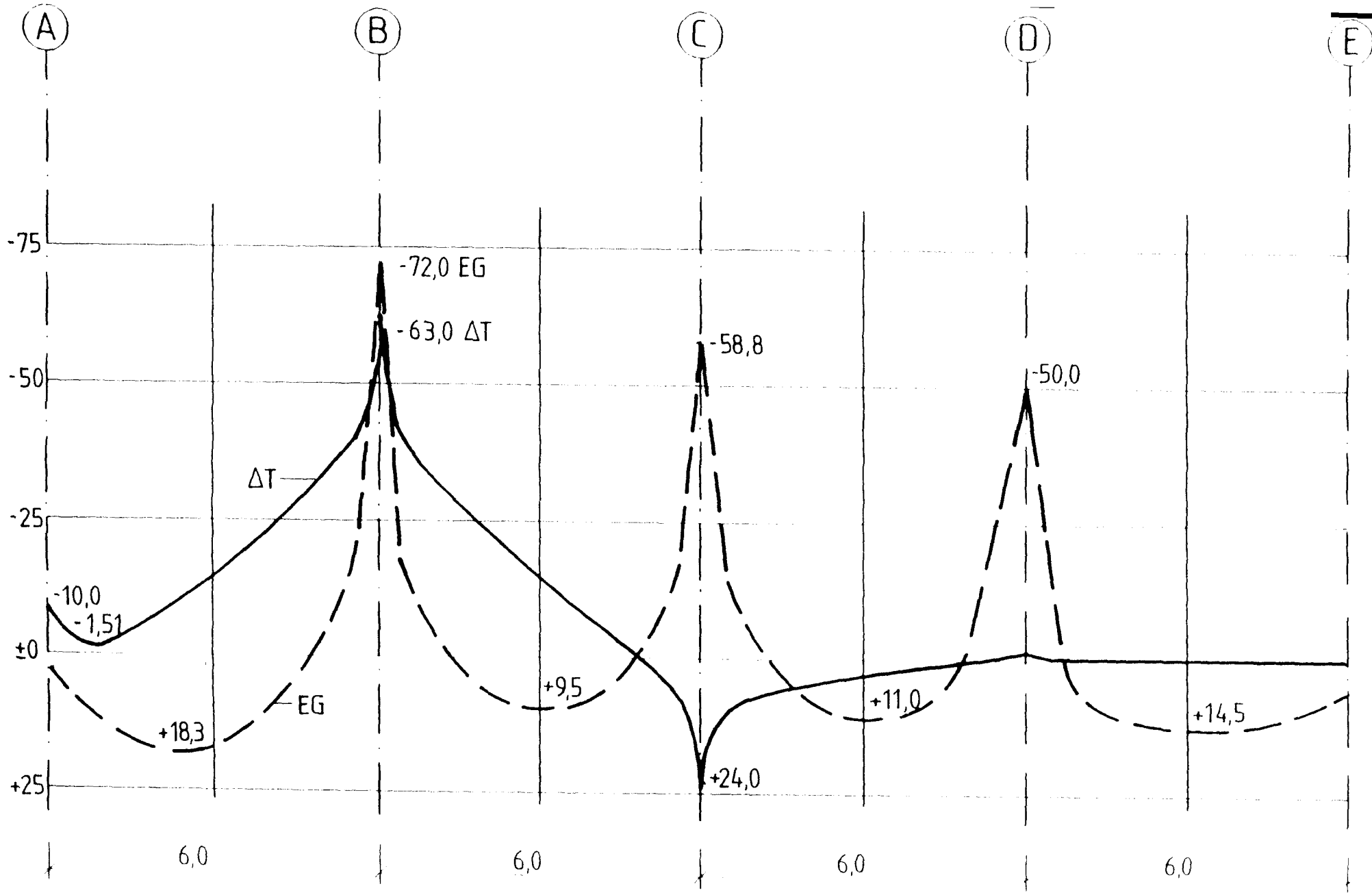
Es zeigt sich wie in Feld 1 ausreichende Tragsicherheit unter Brandangriff über den Stützen bei Bemessung im Bereich der Stützpunkte für den Kaltzustand, aber im Feldbereich und entlang des Randes A ist zusätzlich oben liegende Bewehrung, bemessen für  $- m_T + m_g$  für den Lastfall "Feuer" anzuordnen, sofern nicht aus der Bemessung für Kaltbelastung vorhanden.

FELD  $\overline{m}$ , brandbelastet; Biegemomente  $m$  (kNm)  
in Achse  $\overline{x}$  in Richtung  $x$

ANLAGE 5/1

Lastfälle  $\Delta T$  und EG = 5 kN/m<sup>2</sup>

$\beta_T \cdot \Delta T = 60$ ,  $\mu = 0$ ; übrige Felder: (EG)<sub>0</sub>,  $\mu = 0,2$



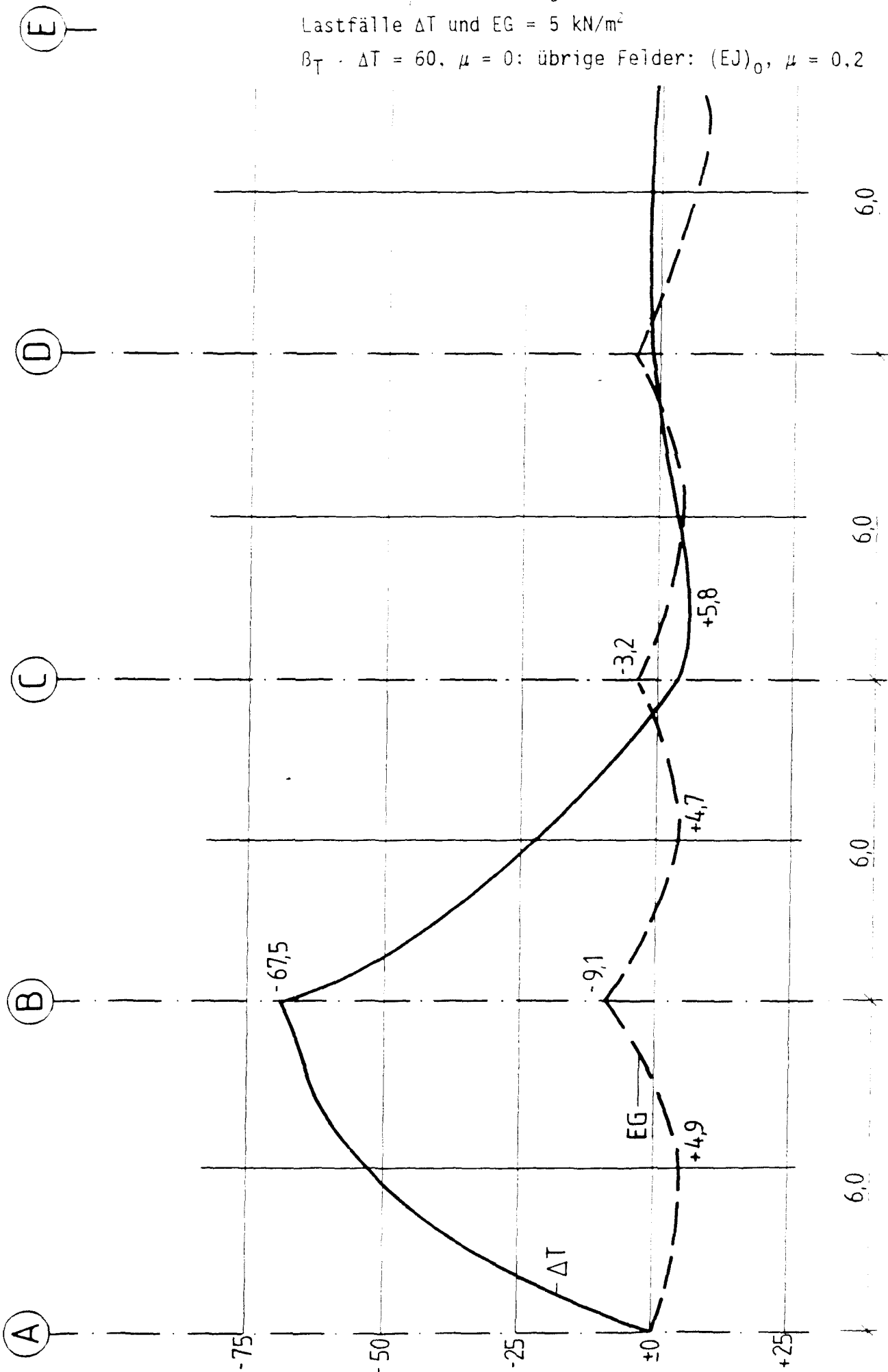
FELD 5, brandbelastet; Biegemomente  $m$  (kNm)

ANLAGE 5/2

in Achse  $\underline{II/II}$  in Richtung  $\times$

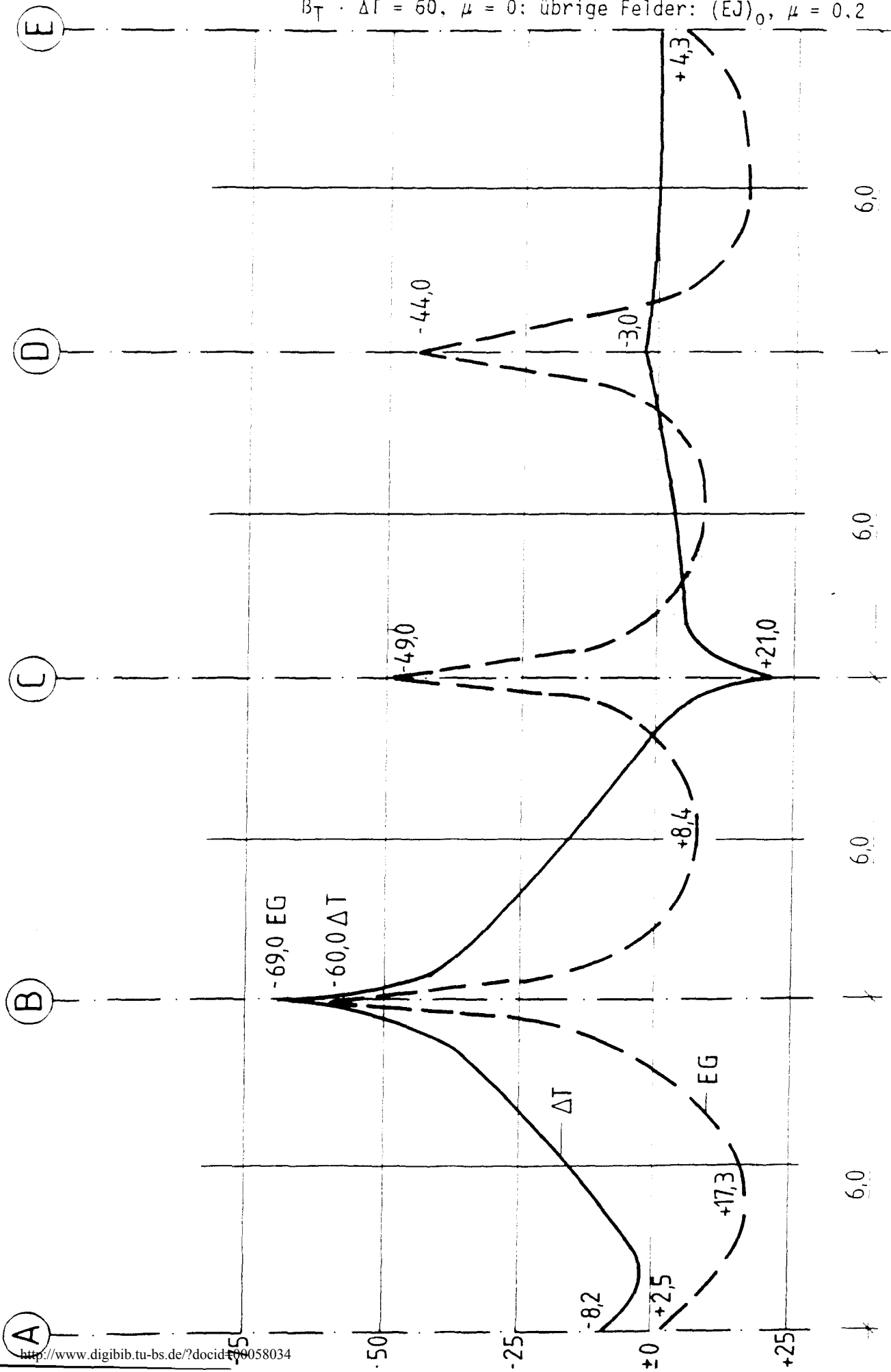
Lastfälle  $\Delta T$  und  $EG = 5 \text{ kN/m}^2$

$\beta_T \cdot \Delta T = 60$ ,  $\mu = 0$ : übrige Felder:  $(EJ)_0$ ,  $\mu = 0,2$



FELD 5, brandbelastet; Biegemomente m (kNm)  
in Achse  $\overline{II}$  in Richtung  $\times$   
Lastfälle  $\Delta T$  und EG = 5 kN/m<sup>2</sup>

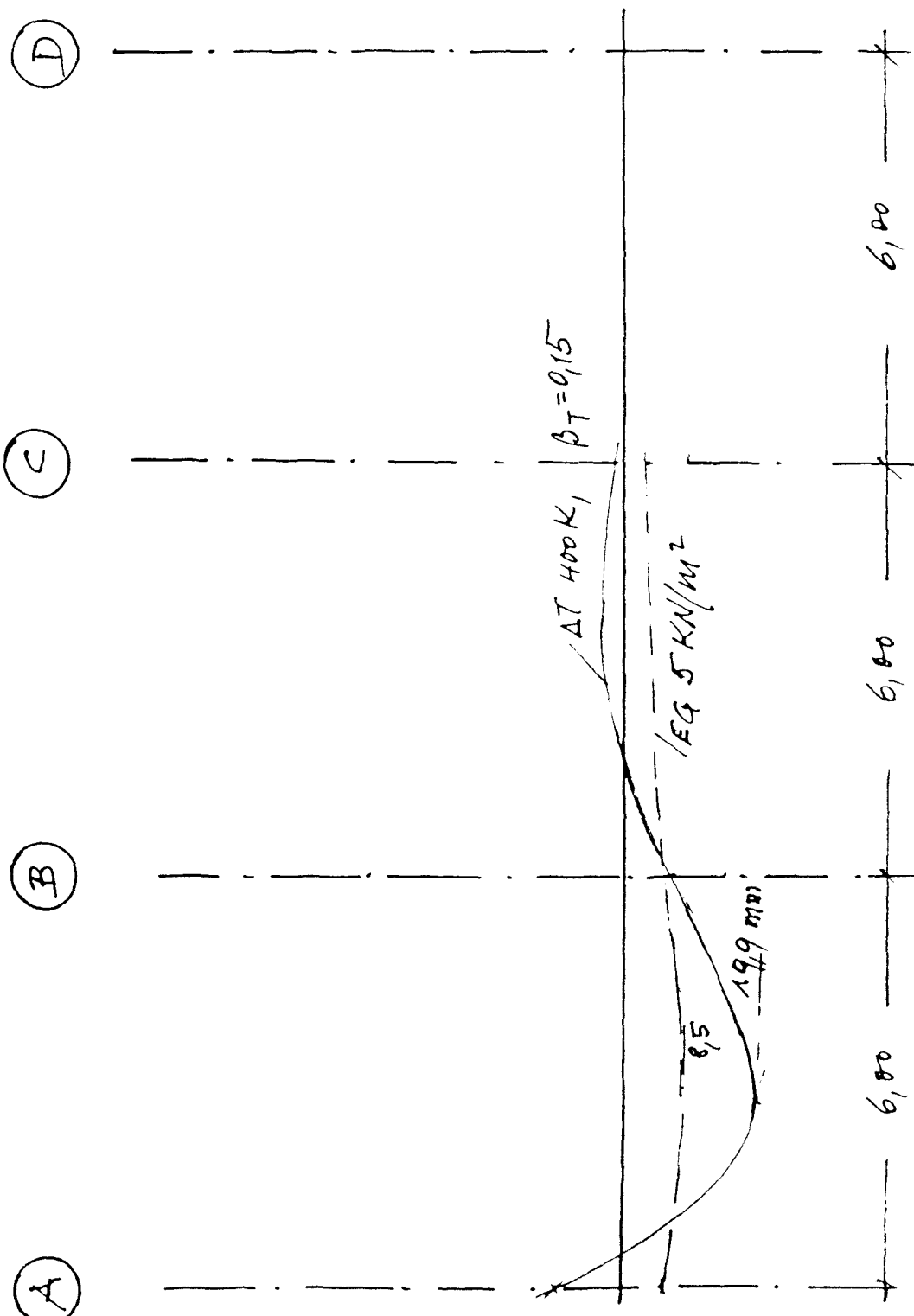
$\beta_T \cdot \Delta T = 60, \mu = 0$ ; übrige Felder:  $(EJ)_0, \mu = 0.2$



FELD 5, brandbelastet; Durchbiegungen (mm) in Achse II/III

Lastfälle  $\Delta T$  und  $EG = 5 \text{ kN/m}^2$

$\beta_T \cdot \Delta T = 60$ ,  $\mu = 0$ ; übrige Felder:  $(EJ)_0$ ,  $\mu = 0,2$

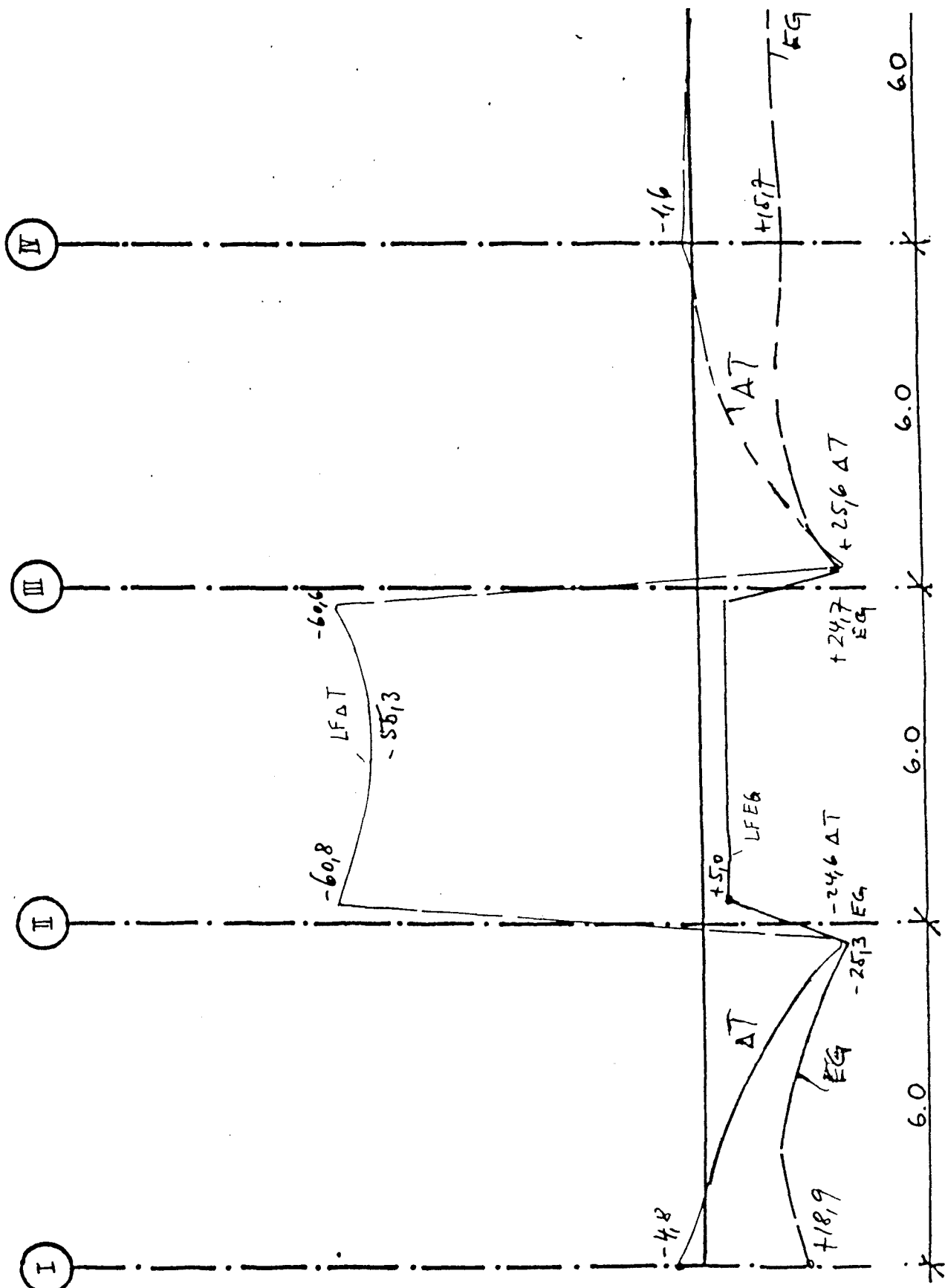


FELD 5, brandbelastet; Biegemomente  $m_x$  (kNm)

in Achse A/B in Richtung  $y$

Lastfälle  $\Delta T$  und  $EG = 5 \text{ kN/m}^2$

$B_T \cdot \Delta T = 60$ ,  $\mu = 0$ ; übrige Felder:  $(EJ)_0$ ,  $\mu = 0,2$

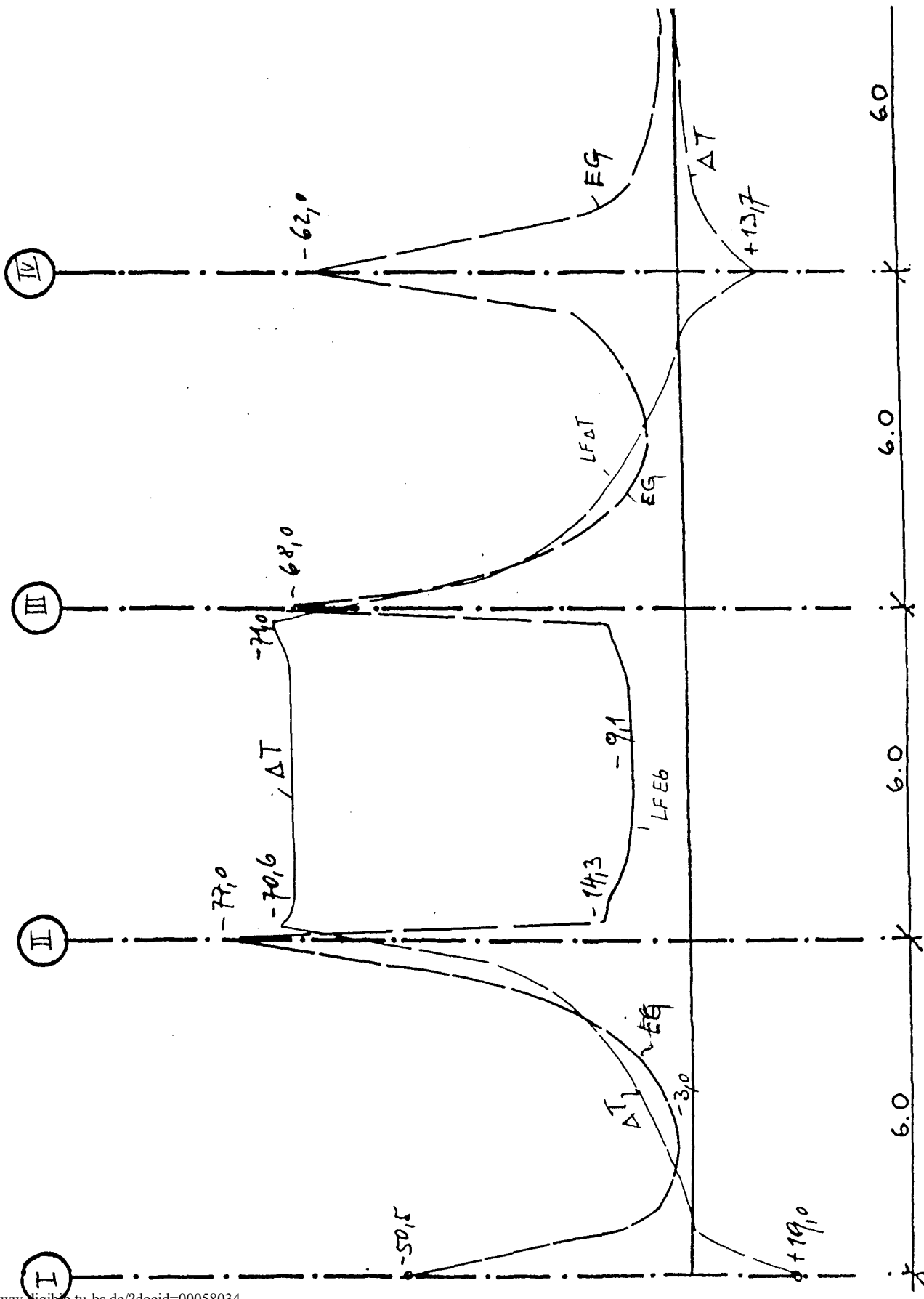


FELD 5, brandbelastet; Biegemomente  $m_x$  (kNm)

in Achse  $B$  in Richtung  $y$

Lastfälle  $\Delta T$  und  $EG = 5 \text{ kN/m}^2$

$B_T \cdot \Delta T = 60$ ,  $\mu = 0$ ; übrige Felder:  $(EJ)_0$ ,  $\mu = 0,2$



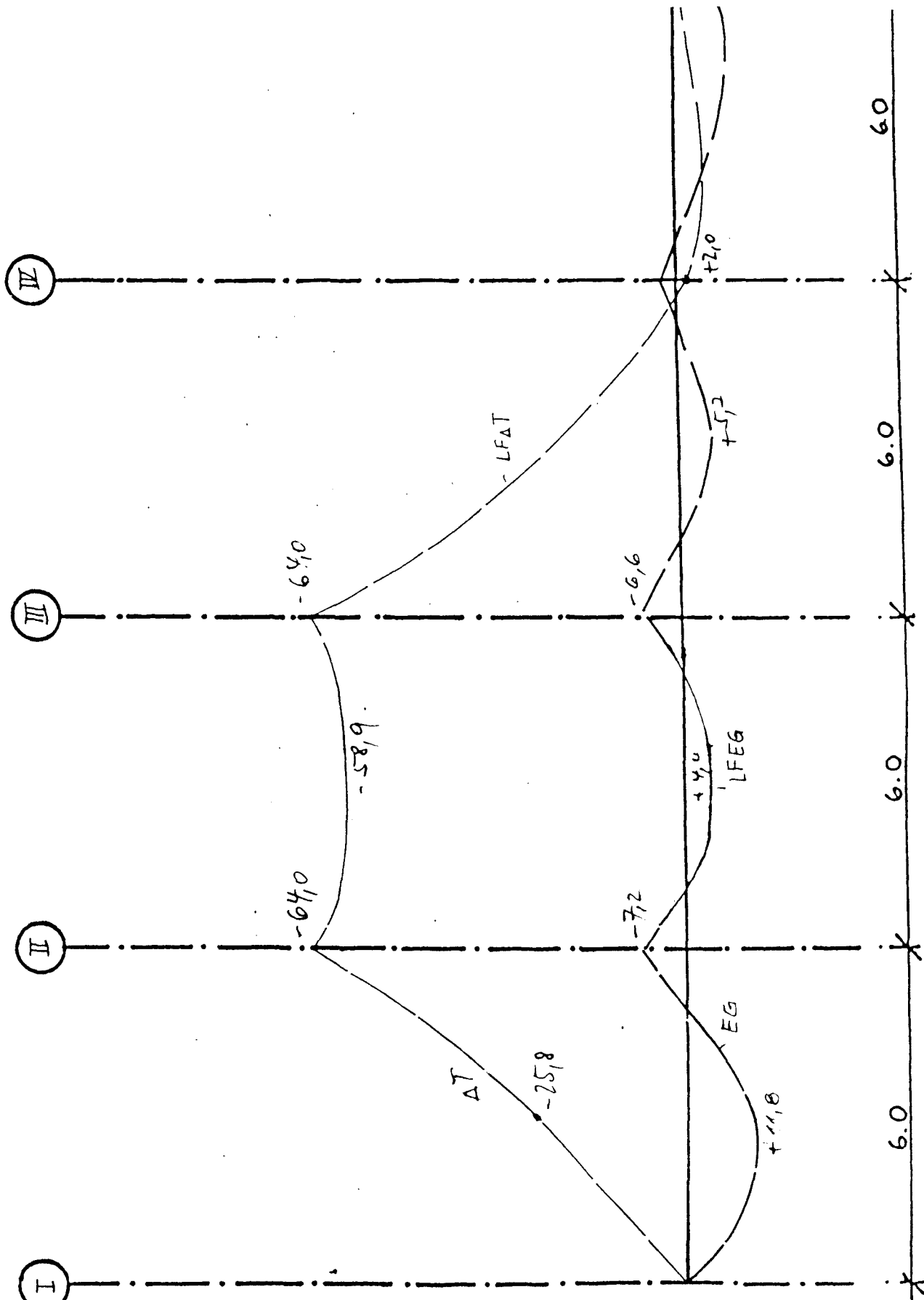


FELD 5, brandbelastet; Biegemomente  $m_y$  (kNm)

in Achse AB in Richtung  $y$

Lastfälle  $\Delta T$  und  $EG = 5 \text{ kN/m}^2$

$\beta_T \cdot \Delta T = 60$ ,  $\mu = 0$ ; übrige Felder:  $(EJ)_0$ ,  $\mu = 0,2$

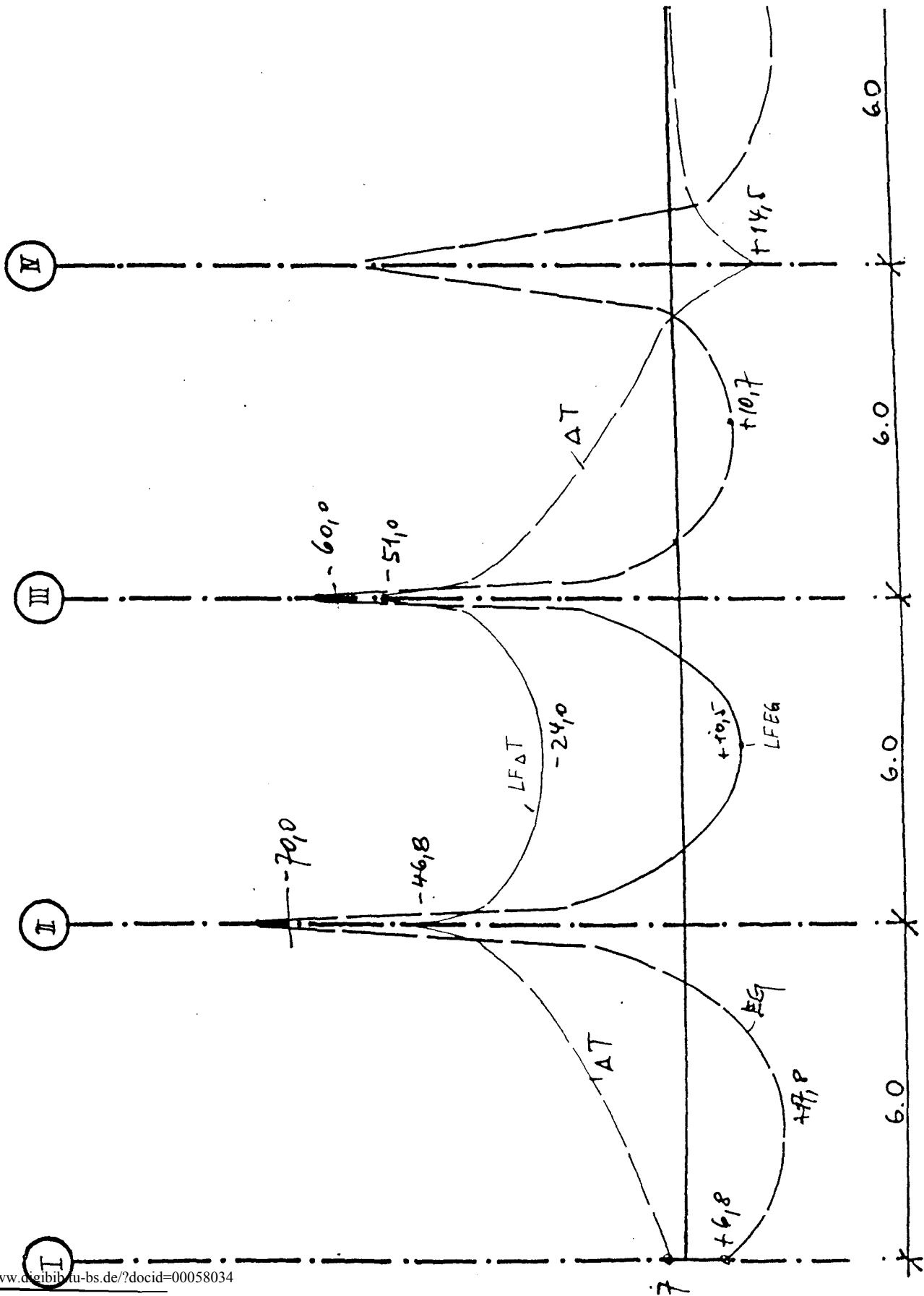


FELD 5, brandbelastet; Biegemomente  $m_y$  (kNm)

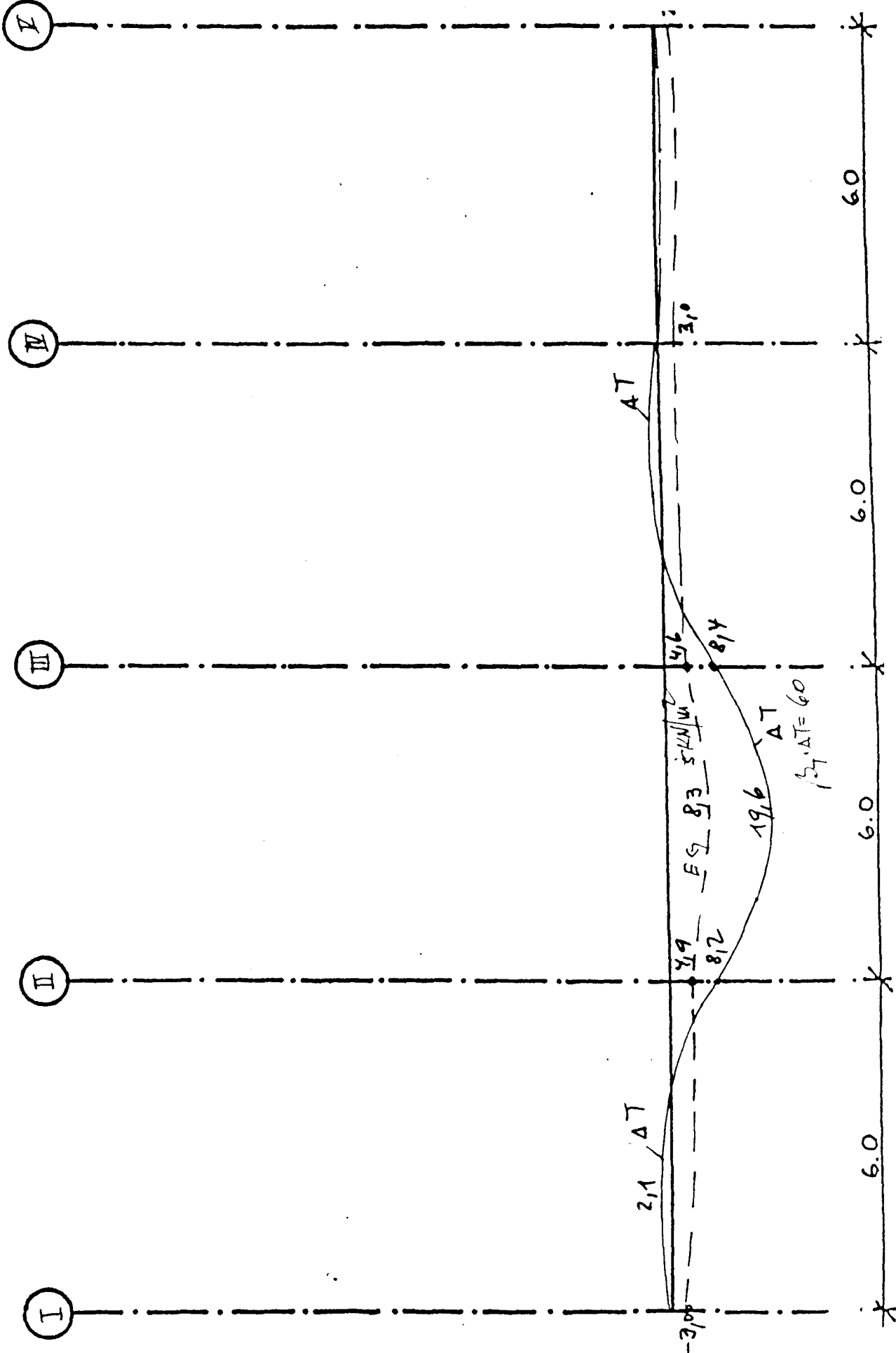
in Achse B in Richtung y

Lastfälle  $\Delta T$  und EG = 5 kN/m<sup>2</sup>

$\beta_T \cdot \Delta T = 60$ ,  $\mu = 0$ ; übrige Felder:  $(EJ)_0$ ,  $\mu = 0,2$



FELD 5, brandbelastet; Durchbiegungen (mm) in Achse A/B  
Lastfälle  $\Delta T$  und  $EG = 5 \text{ kN/m}^2$   
 $\beta_T \cdot \Delta T = 60, \mu = 0$ ; übrige Felder:  $(EJ)_0, \mu = 0,2$



Fall 6: Platte 6 unter Brandbelastung,  
angrenzende Plattenfelder nicht brandbeaufschlagt

Die Rechenergebnisse sind in den Anlagen 6/1 ff für  $g = 5 \text{ kN/m}^2$  und  $\beta_T \cdot \Delta T = 60$  dargestellt. Über die Steigerung des Auflagerdruckes wurde zu Fall 5 bereits vorgreifend berichtet, allerdings für  $g + p = 10 \text{ kN/m}^2$  und  $\beta_T \cdot \Delta T = 36$ . Es wurde eine Steigerung von  $\sim 12 \%$  beobachtet. Für dieselbe Lastkonstellation wurden Stützmomente  $m_T$  in Achse II und III von  $-18,5 \text{ kNm}$  und Feldmomente in Achse II/III von  $-42 \text{ kNm}$  ermittelt - letztere annähernd konstant im gesamten Feld 6 (vergl. Anlagen 6/4 und 6/7). Erst unmittelbar vor dem Stützstreifen fallen diese hohen Feldmomente auf die im Stützstreifen beobachteten Werte ab. Im Feld ist somit eine durchgehende obere Bewehrung, bemessen für den Lastfall "Feuer", für  $-m_T + m_g$  erforderlich, wenn nicht bereits aus der Bemessung für den Kaltzustand vorhanden.

Demgegenüber reichen die für die Gesamtlast im Kaltzustand bemessenen oben liegenden Bewehrungen über den Stützpunkten auch im Brandfalle zur Abdeckung der Momente  $m_T$  aus.

Feld 6 ist als quadratisches, brandbelastetes Innenfeld, umgeben von nicht-brandbelasteten Feldern für allgemeingültige Schlußfolgerungen geeignet. Das folgende Bild 417 zeigt die Momentenverteilung für  $\beta_T = 0,15$ ,  $\Delta T = 400$ ,  $\beta_T \cdot \Delta T = 60$ ,  $d = 0,2 \text{ m}$ .

Die Temperaturmomente  $M_{TX,F}$  zeigen nahezu über das gesamte Deckenfeld annähernd konstante Werte von etwa  $60 \text{ kNm}$ , entsprechend dem Ansatz

$$\begin{aligned} m_{TX,F} = m_{TY,F} &= \alpha_T \cdot \beta_T \cdot E_C \cdot \Delta T \cdot d^2/12 = \\ &= 10^{-5} \cdot 0,15 \cdot 0,30 \cdot 10^5 \cdot 400 \cdot 0,04/12 = \\ &= 0,06 \text{ MNm} = 60 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Unmittelbar vor den in x-Richtung verlaufenden Stützlinien in einem Abstand von etwa  $L/20$  fallen diese Momente  $m_{TX,F}$  auf etwa die Hälfte ab - vergl. Anlage 6/6 und 6/7. Dieser Abfall ist ein Ergebnis der gewählten Randbedingungen und nicht als grundsätzlich gesichert anzusehen. Die Momente  $m_{TX}$  im Stützstreifen sollten daher - im Gegensatz zu den Anlagen 6/3 und 6/5 in gleicher Höhe wie die Feldmomente  $m_{TX,F}$  angesetzt werden. In y-Richtung fallen, beginnend mit den in x-Richtung verlaufenden Stützstreifen, die Momente

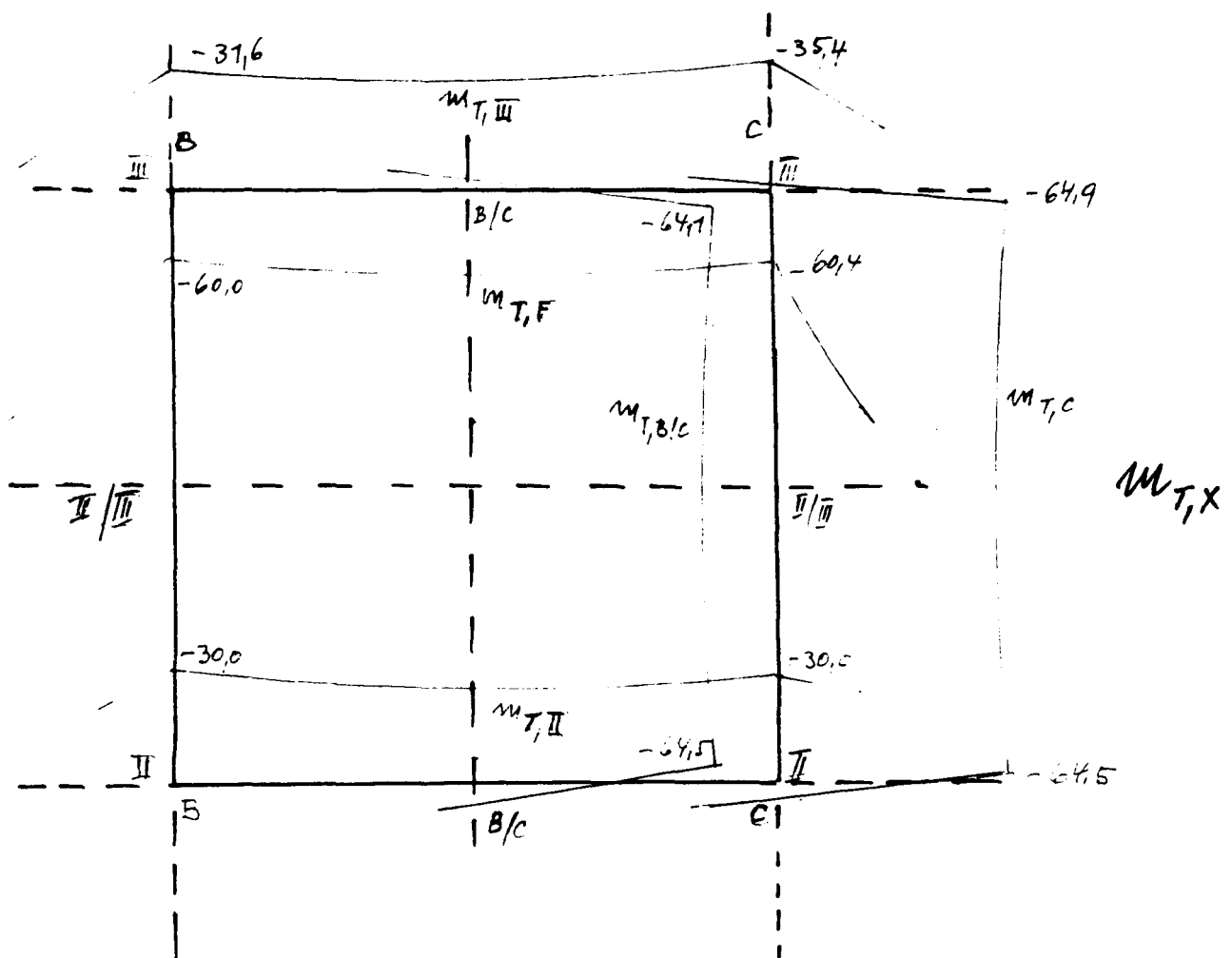


BILD 1.17

$m_{Tx,F}$  annähernd linear im nicht brandbelasteten Feld ab. Im Stützstreifen sind somit die Temperaturmomente in Längs- wie Querrichtung annähernd gleich groß.

Bemerkenswert ist, daß angrenzende, brandbelastete Felder zu einer Erhöhung der Feld- und Randmomente bis zu 30 % führen können, wie ein Vergleich mit dem Szenario M 4-Innenfelder brandbelastet zeigt (vergl. Anlagen M/1 bis M/3).

Angesichts der Ungenauigkeiten der vorliegenden Schnittgrößenanalyse läßt sich vereinfachend davon ausgehen, daß in brandbelasteten Einzel-Innenfeldern die Temperaturzwangmomente im Feld  $m_{Tx,F} = m_{Ty,F}$  annähernd konstant über das gesamte brandbelastete Plattenfeld einwirken und, beginnend mit den Stützstreifen, annähernd linear in den nicht brandbelasteten umgebenden Feldern abfallen. Die Temperatur-Randmomente parallel und quer zu den Stützstreifen stellen sich in etwa der Höhe der Feldmomente ein.

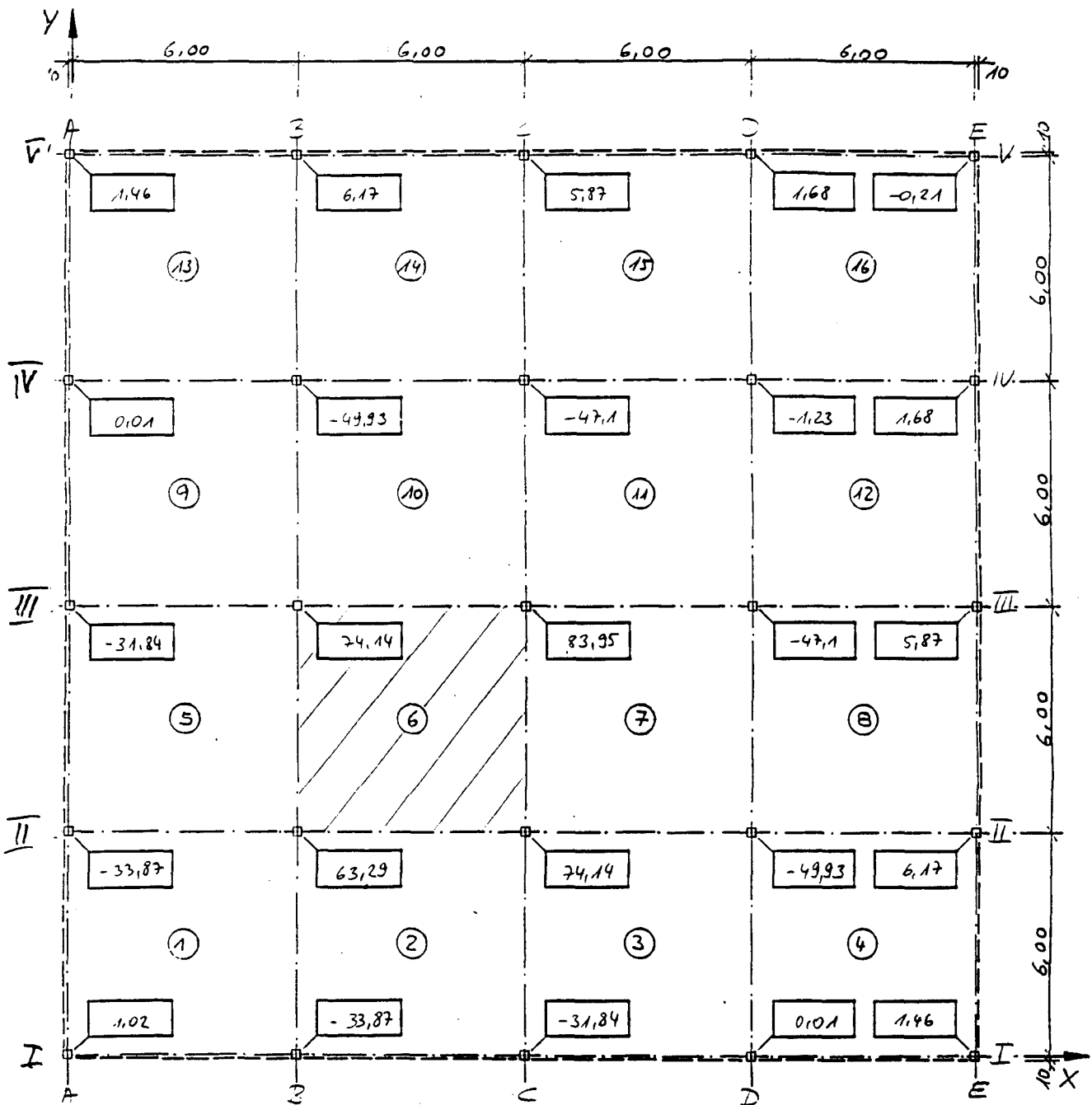
Die Durchbiegungen in Feldmitte ergeben sich für  $\beta_T \cdot \Delta T = 36$  und  $q = 10 \text{ kN/m}^2$  gemäß Anlage 6/8 zu

$$\begin{aligned} f_m &= 11,7 \cdot 36/60 + 2 \cdot 4,8 = 7,0 + 9,6 \\ &= 16,6 \text{ mm} \end{aligned}$$

und im Stützstreifen III gemäß Anlage 6/9 zu

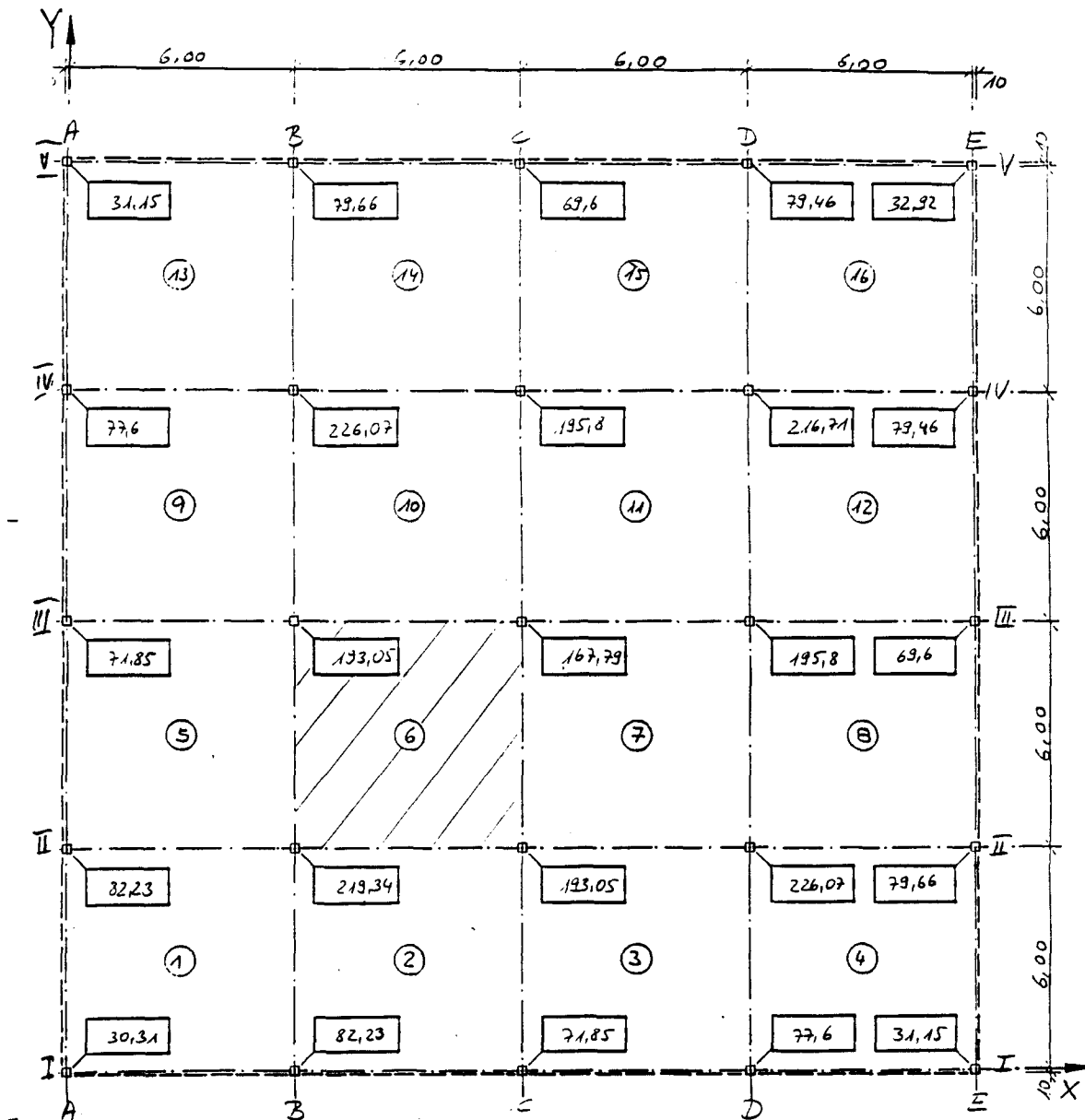
$$\begin{aligned} f_{III} &= 4,1 \cdot 36/60 + 2 \cdot 2,6 = 2,5 + 5,2 = \\ &= 7,7 \text{ mm} \end{aligned}$$

FELD 6, brandbelastet; Auflagerkräfte (kN) aus  $\Delta T$  400 K  
 $B_T \cdot \Delta T = 60, \mu = 0$ ; übrige Felder:  $(EJ)_0, \mu = 0,2$



FELD 6, brandbelastet; Auflagerkräfte (kN) aus EG = 5 kN/m<sup>2</sup>

$B_T \cdot \Delta T = 60$ ,  $\mu = 0$ ; übrige Felder:  $(EJ)_0$ ,  $\mu = 0,2$





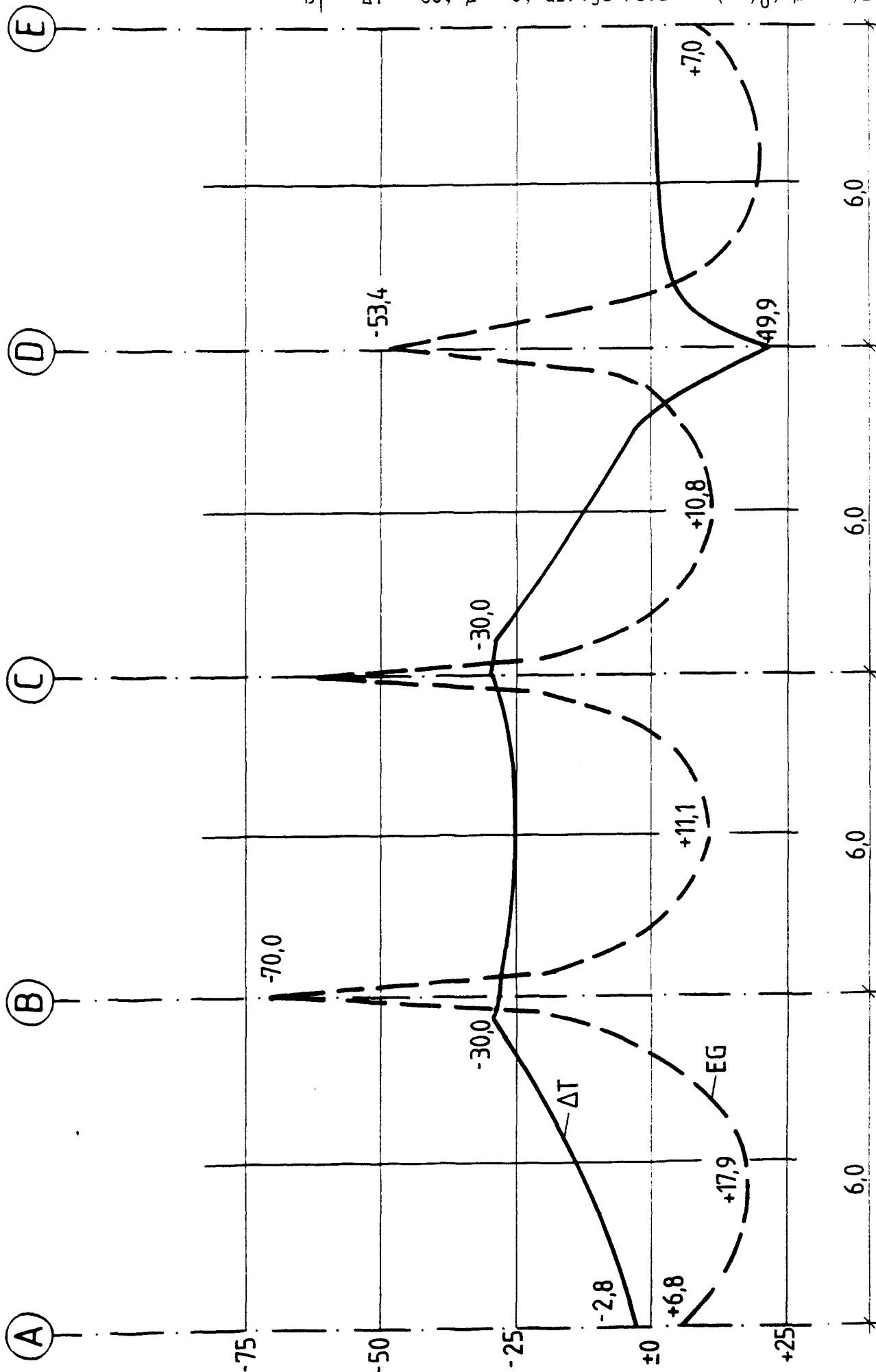
FELD 6, brandbelastet; Biegemomente  $m$  (kNm)

ANLAGE 6/3

in Achse  $\overline{II}$  in Richtung  $\times$

Lastfälle  $\Delta T$  und  $EG = 5 \text{ kN/m}^2$

$\beta_T \cdot \Delta T = 60, \mu = 0$ ; übrige Felder:  $(EJ)_0, \mu = 0,2$



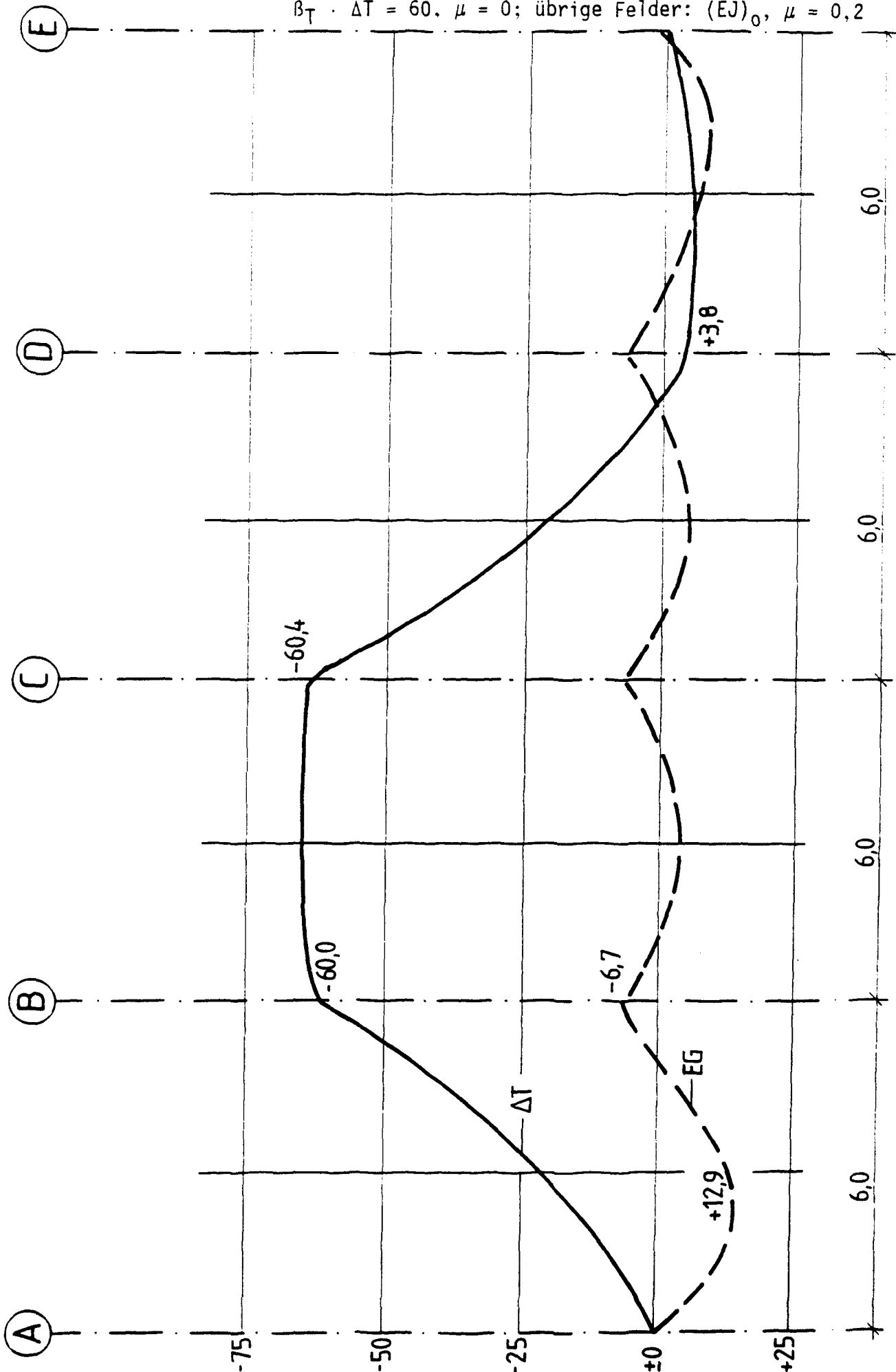
FELD 6, brandbelastet; Biegemomente  $m$  (kNm)

ANLAGE 6/4

in Achse  $\overline{II}/\overline{III}$  in Richtung  $x$

Lastfälle  $\Delta T$  und  $EG = 5 \text{ kN/m}^2$

$B_T \cdot \Delta T = 60$ ,  $\mu = 0$ ; übrige Felder:  $(EJ)_0$ ,  $\mu = 0,2$



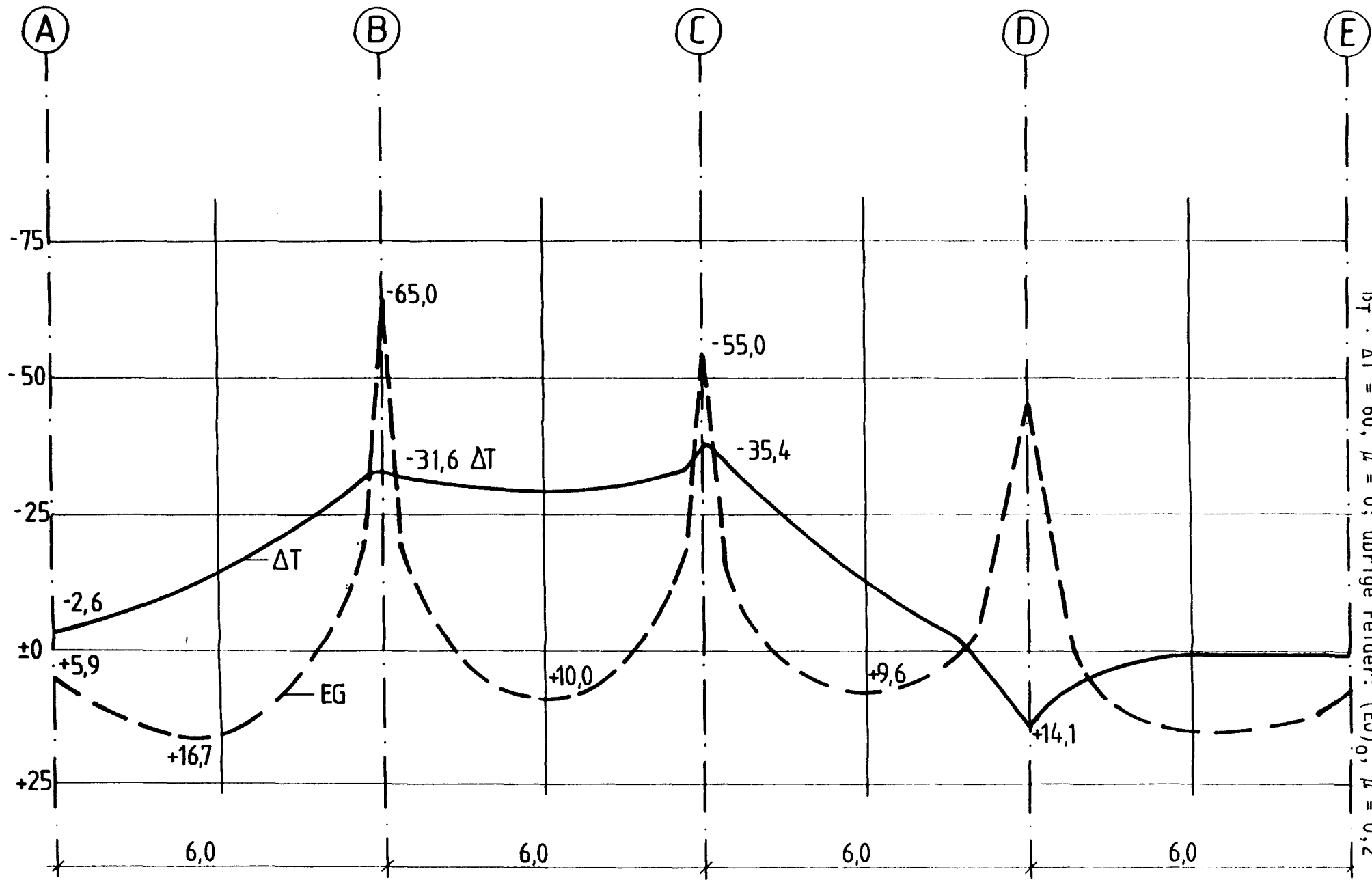
FELD 6, brandbelastet; Biegemomente m (kNm)

ANLAGE 6/5

in Achse  $\hat{m}$  in Richtung x

Lastfälle  $\Delta T$  und EG = 5 kN/m<sup>2</sup>

$\beta_T \cdot \Delta T = 60$ ,  $\mu = 0$ ; übrige Felder: (EG)<sub>0</sub>,  $\mu = 0,2$



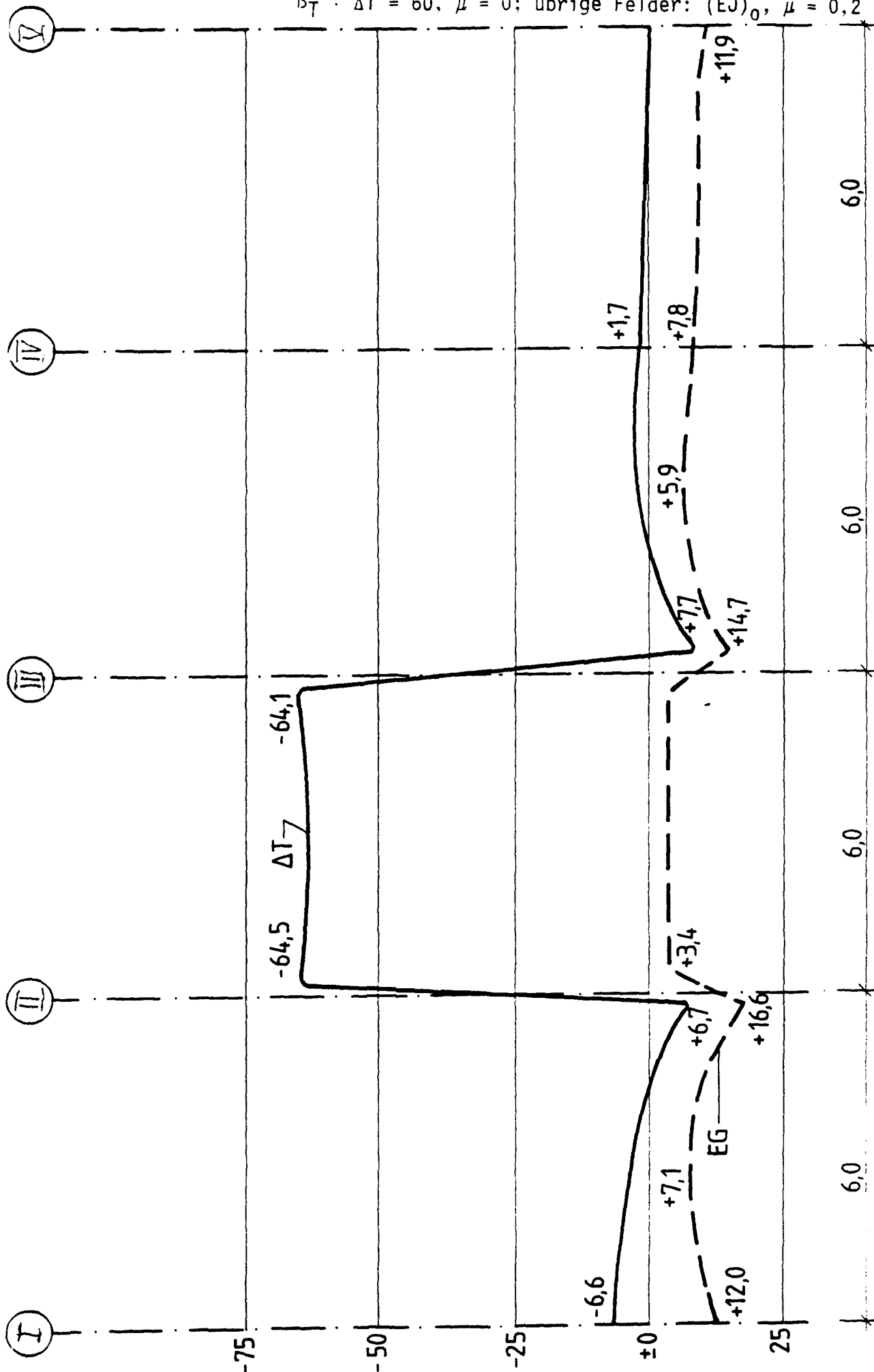
FELD 6, brandbelastet; Biegemomente  $m_x$  (kNm)

ANLAGE 6/6

in Achse 3/C in Richtung  $y$

Lastfälle  $\Delta T$  und EG = 5 kN/m<sup>2</sup>

$\beta_T \cdot \Delta T = 60$ ,  $\mu = 0$ ; übrige Felder:  $(EJ)_0$ ,  $\mu = 0,2$



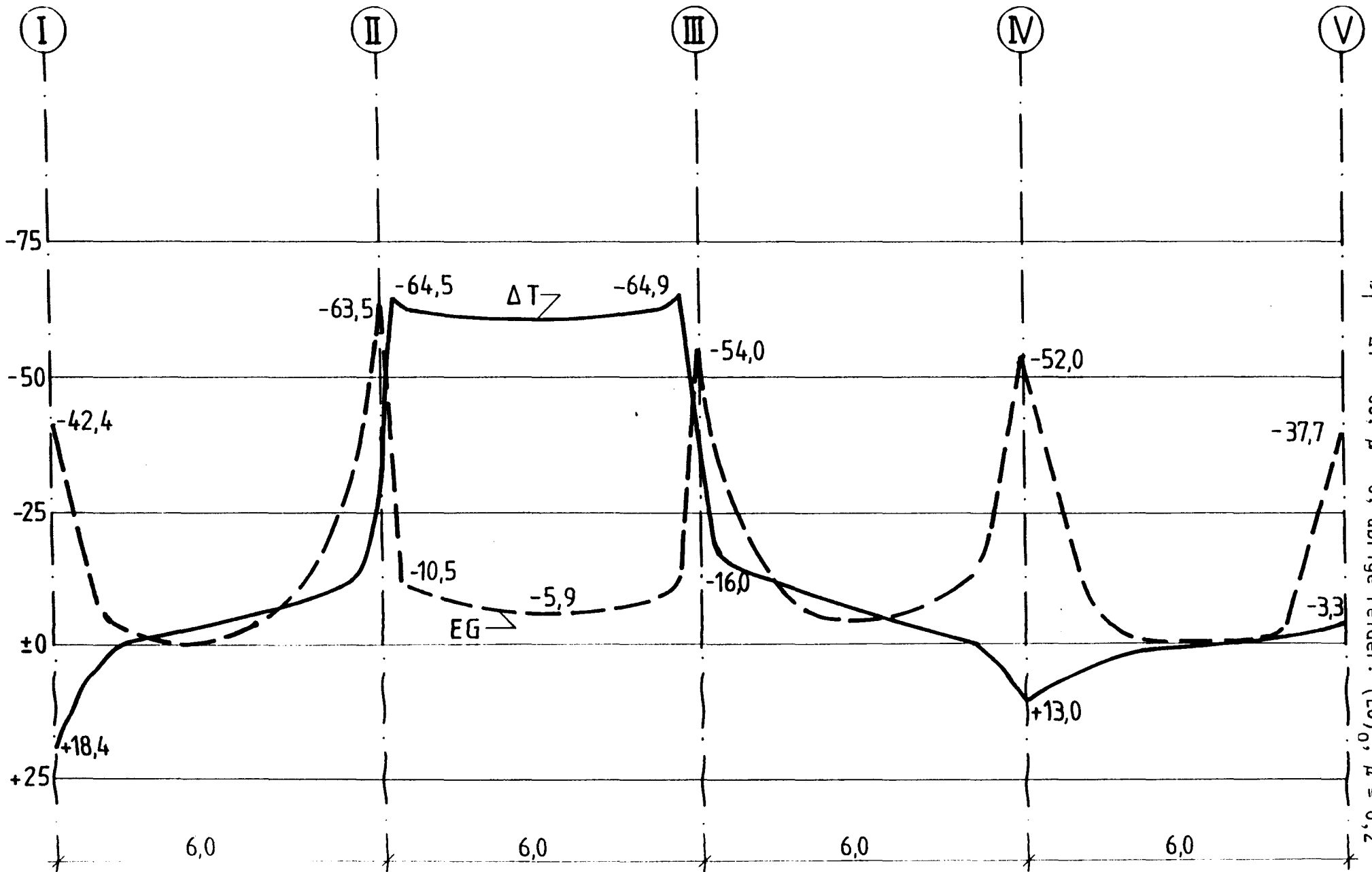
FELD 6, brandbelastet; Biegemomente  $m_x$  (kNm)

ANLAGE 6/7

in Achse C in Richtung y

Lastfälle  $\Delta T$  und EG = 5 kN/m<sup>2</sup>

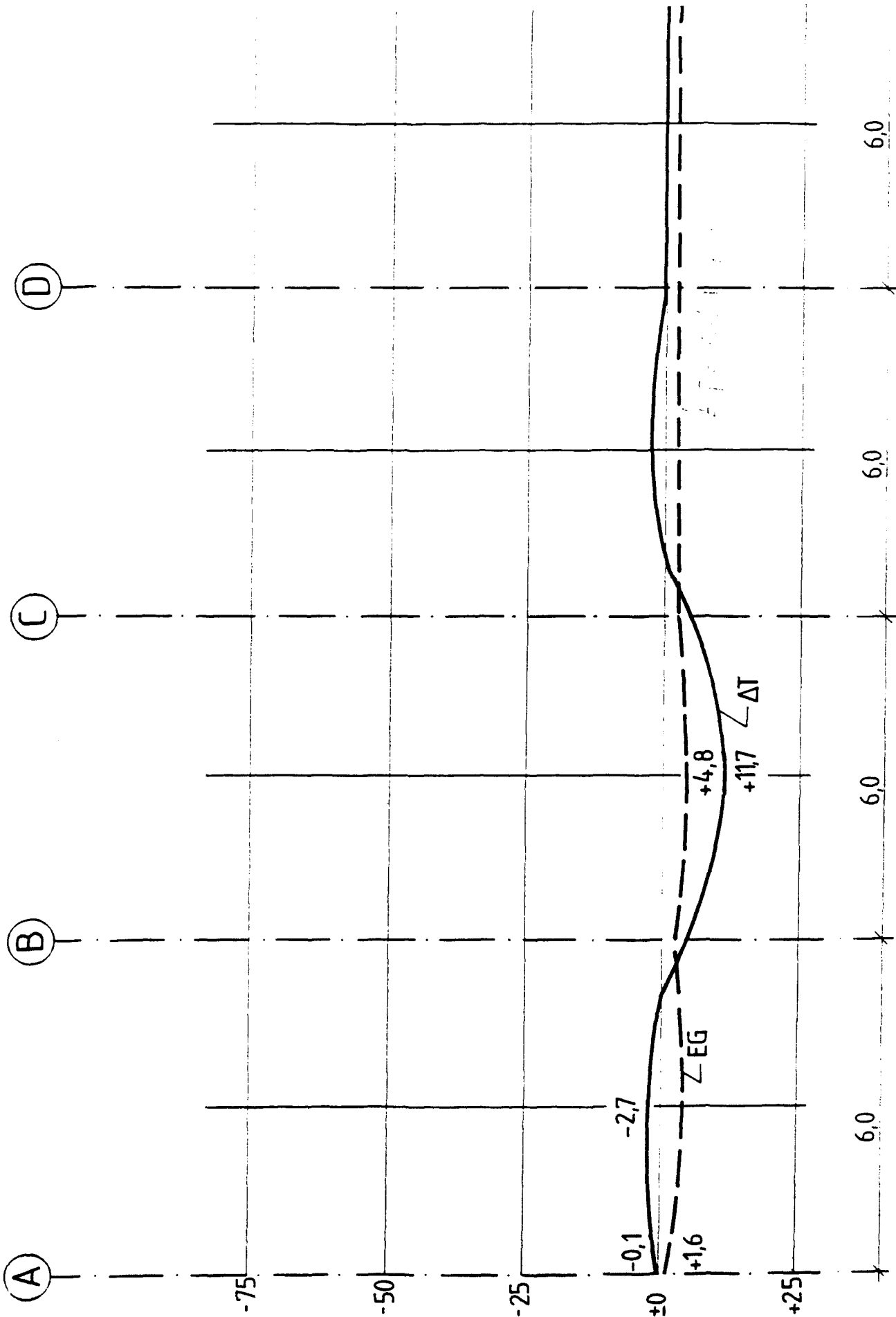
$\beta_T \cdot \Delta T = 60$ ,  $\mu = 0$ ; übrige Felder: (EG)<sub>0</sub>,  $\mu = 0,2$



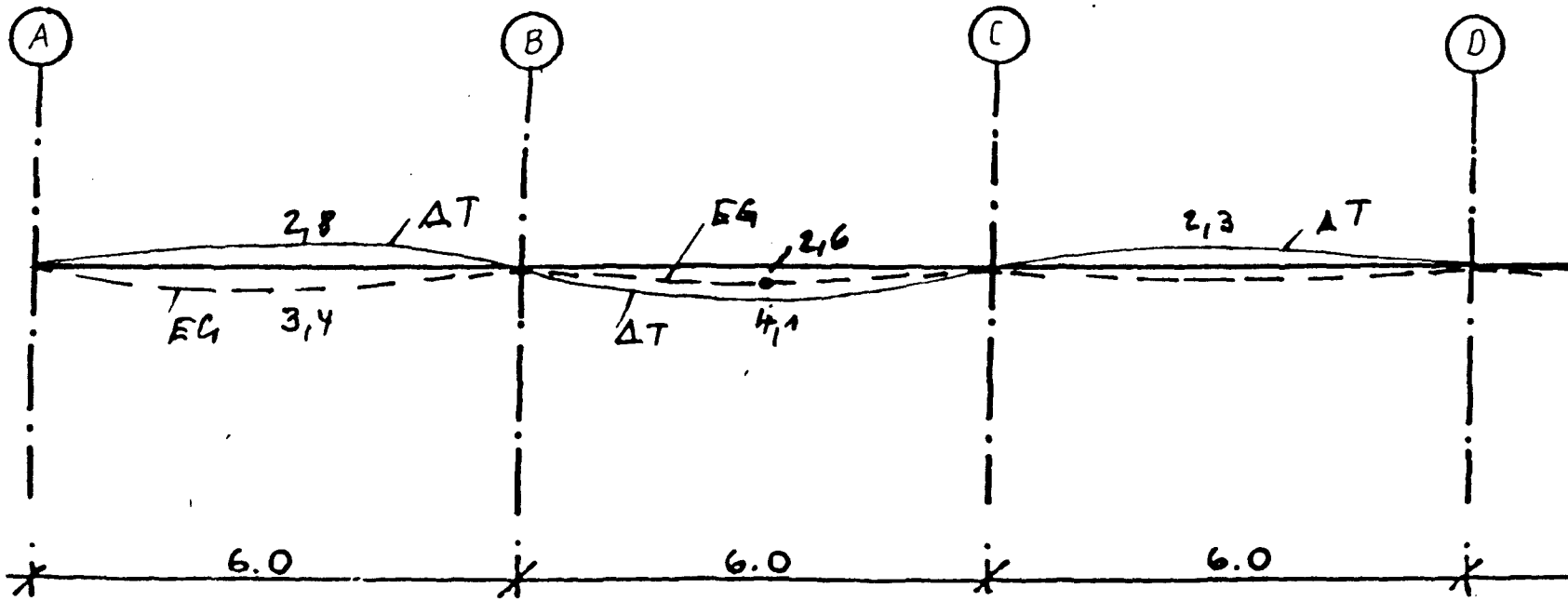
FELD 6, brandbelastet; Durchbiegungen (mm) in Achse II/III

Lastfälle  $\Delta T$  und EG = 5 kN/m<sup>2</sup>

$\beta_T \cdot \Delta T = 60$ ,  $\mu = 0$ ; übrige Felder:  $(EJ)_0$ ,  $\mu = 0,2$



FELD 6, brandbelastet; Durchbiegungen (mm) in Achse III  
 Lastfälle  $\Delta T$  und  $E_G = 5 \text{ kN/m}^2$   
 $\beta_T \cdot \Delta T = 60, \mu = 0$ ; übrige Felder:  $(EJ)_0, \mu = 0,2$



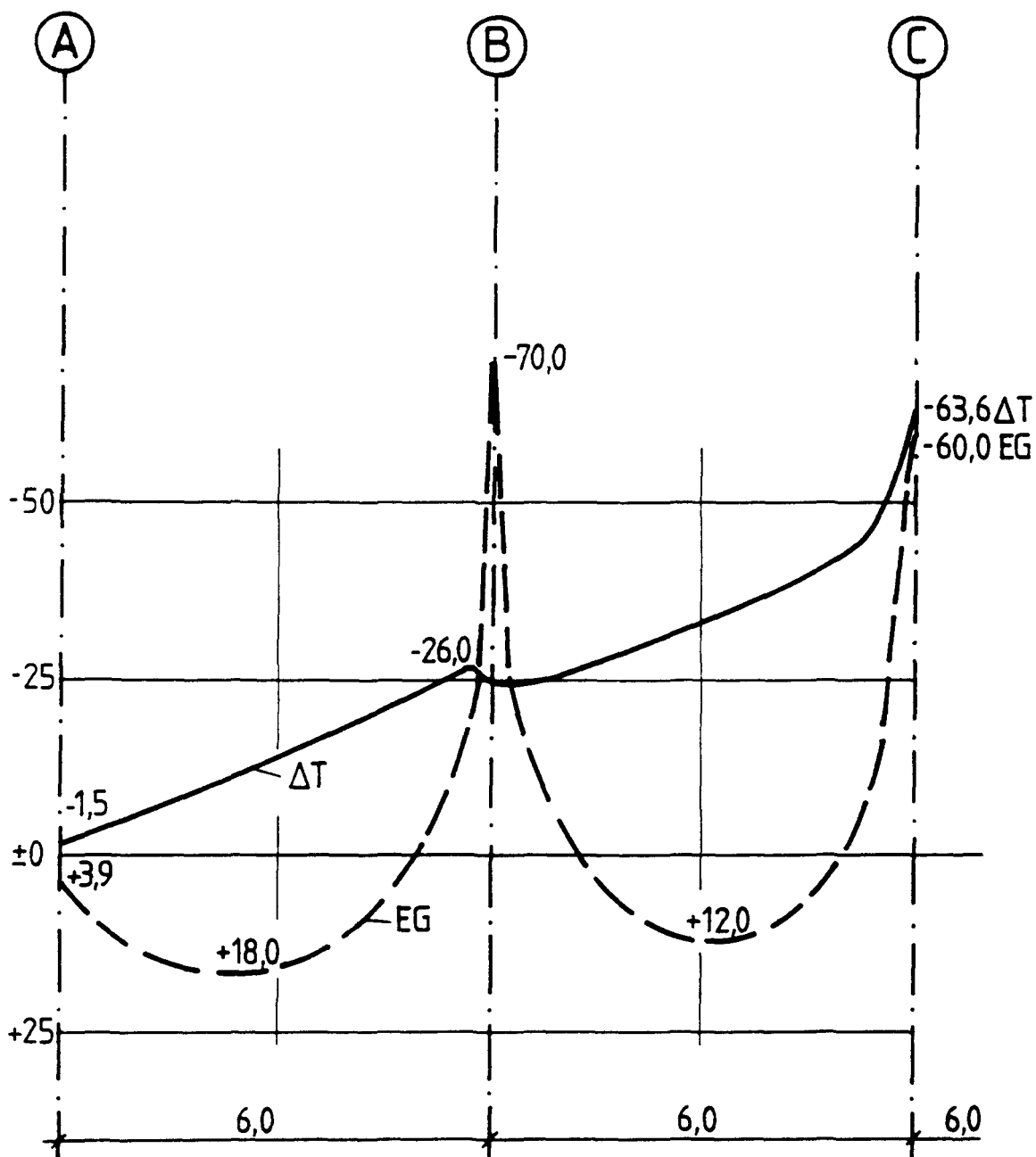
Fall M: Platten 6, 7, 10 11 (Mittelfelder) unter Brandbelastung,  
angrenzende Plattenfelder nicht brandbeaufschlagt

Die Rechenergebnisse wurden in den Anlagen M/1 ff für  $g = 5 \text{ kN/m}^2$  und  $\beta_T \cdot \Delta T = 60$  dargestellt.

Für die Lastkonstellation  $g + p = 10 \text{ kN/m}^2$  und  $\beta_T \cdot \Delta T = 36$  (20 cm dicke Platte) wurde eine Steigerung der Stützenlasten von  $\sim 12 \%$  beobachtet. Hinsichtlich der Momentenverteilung sind der Stützstreifen III und der Feldstreifen II/III von besonderem Interesse: für die vorgenannte Lastkombination wurden Stützmomente  $m_T$  im Punkt III/C von  $- 52 \text{ kNm}$  sowie von  $- 43 \text{ kNm}$  in Achse II/III, Schnitt C, ermittelt. Diese vergleichsweise hohen Werte fallen jedoch rasch auf etwa  $80 \%$  in den Schnitten B und D ab.

In den Feldern ist eine durchgehende obere Bewehrung, bemessen für den Lastfall "Feuer", für  $- m_T + m_g$  erforderlich. Demgegenüber reichen die für die Gesamtlast im Kaltzustand bemessenen oben liegenden Bewehrungen in den Stützstreifen auch im Brandfalle zur Abdeckung der Momente  $m_T$  aus.





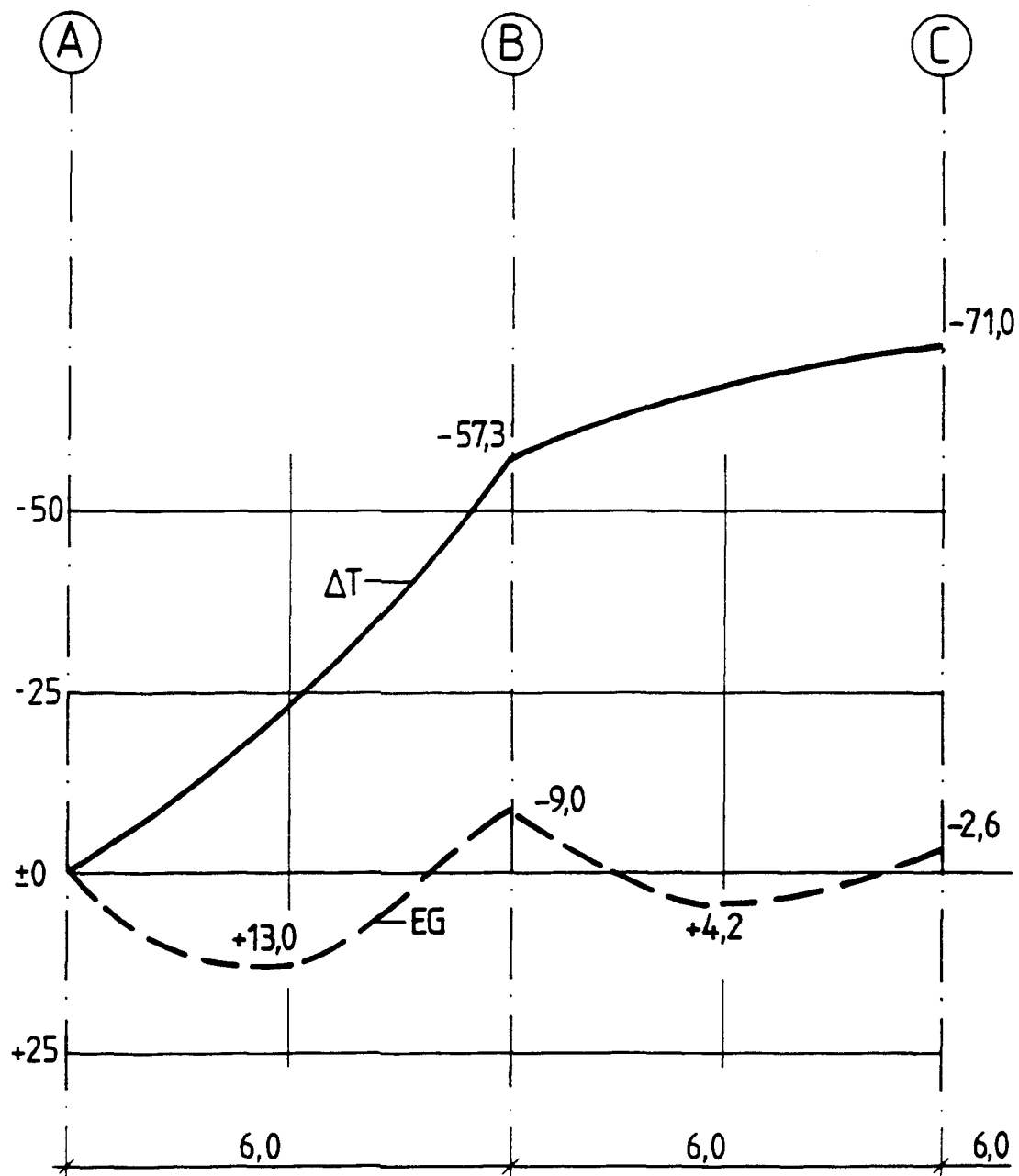
ANLAGE M/1

FELD M, brandbelastet; Biegemomente m (kNm)

in Achse II in Richtung x

Lastfälle ΔT und EG = 5 kN/m<sup>2</sup>

$\beta_T \cdot \Delta T = 60$ ,  $\mu = 0$ ; übrige Felder:  $(EJ)_0$ ,  $\mu = 0,2$



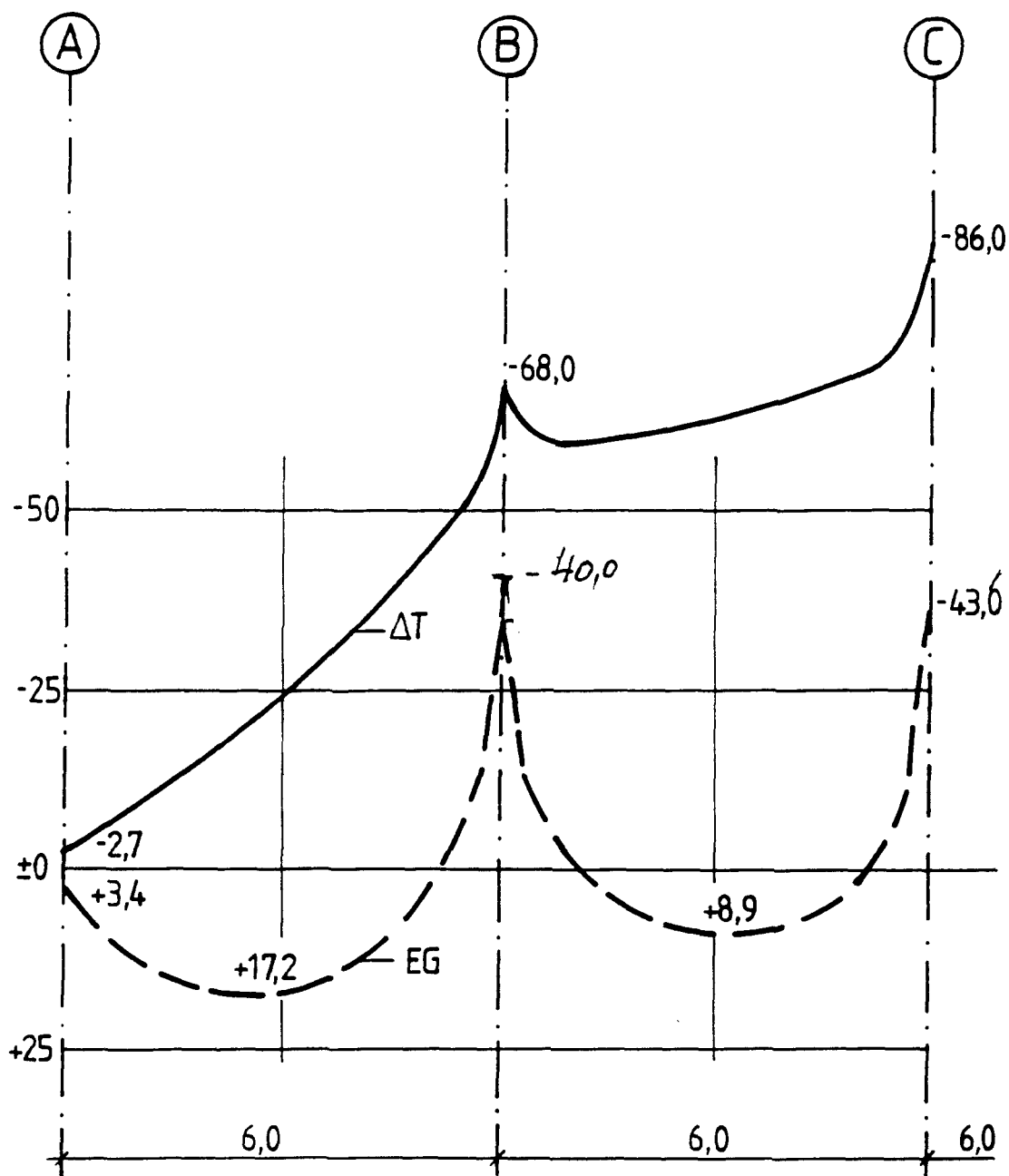
ANLAGE M/2

FELD M, brandbelastet; Biegemomente m (kNm)

in Achse  $\overline{II}/\overline{III}$  in Richtung  $\times$

Lastfälle  $\Delta T$  und EG = 5 kN/m<sup>2</sup>

$\beta_T \cdot \Delta T = 60$ ,  $\mu = 0$ ; übrige Felder:  $(EJ)_0$ ,  $\mu = 0,2$



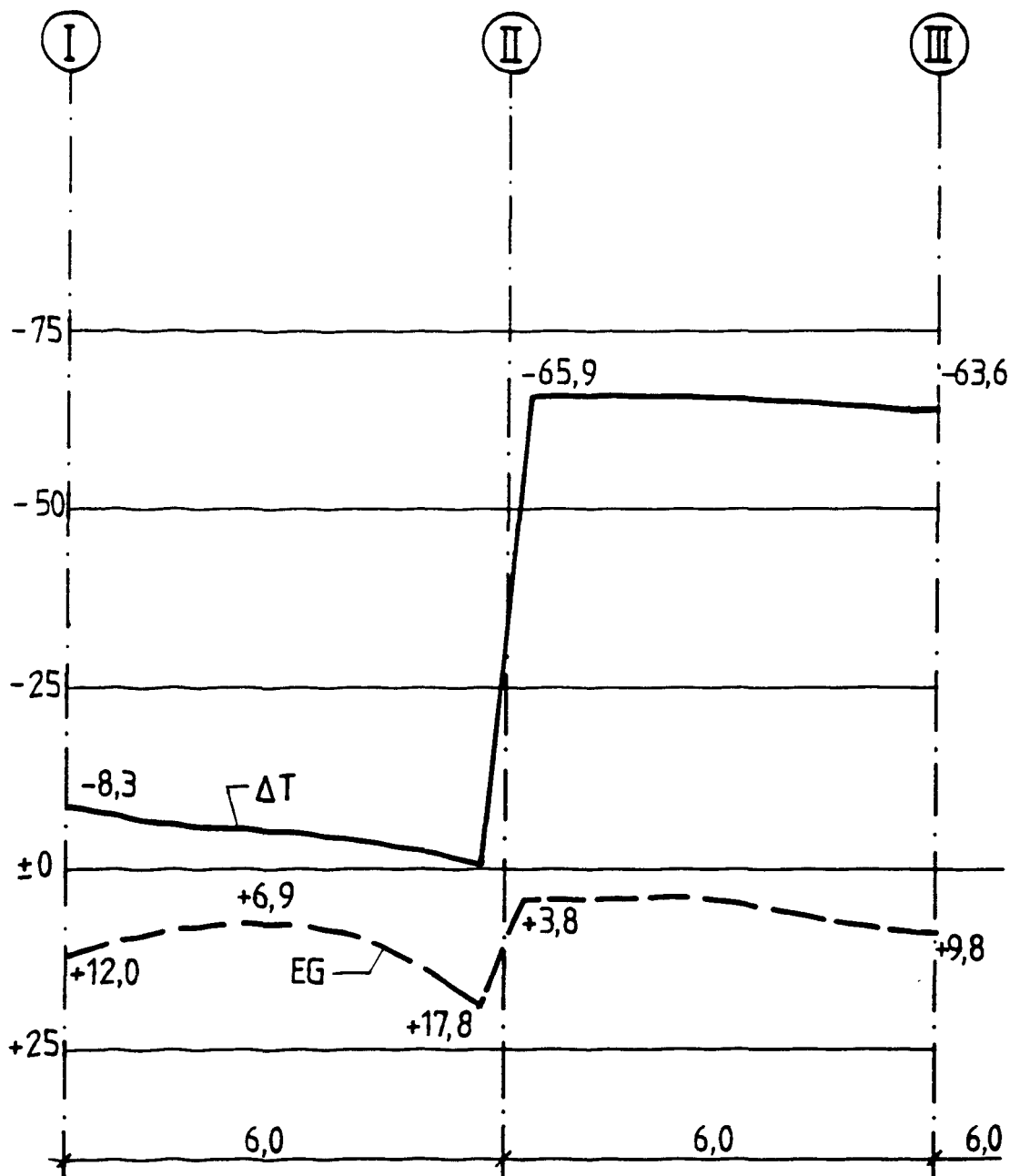
ANLAGE M/3

FELD M, brandbelastet; Biegemomente  $m$  (kNm)

in Achse  $\parallel$  in Richtung  $x$

Lastfälle  $\Delta T$  und  $EG = 5 \text{ kN/m}^2$

$\beta_T \cdot \Delta T = 60$ ,  $\mu = 0$ ; übrige Felder:  $(EJ)_0$ ,  $\mu = 0,2$



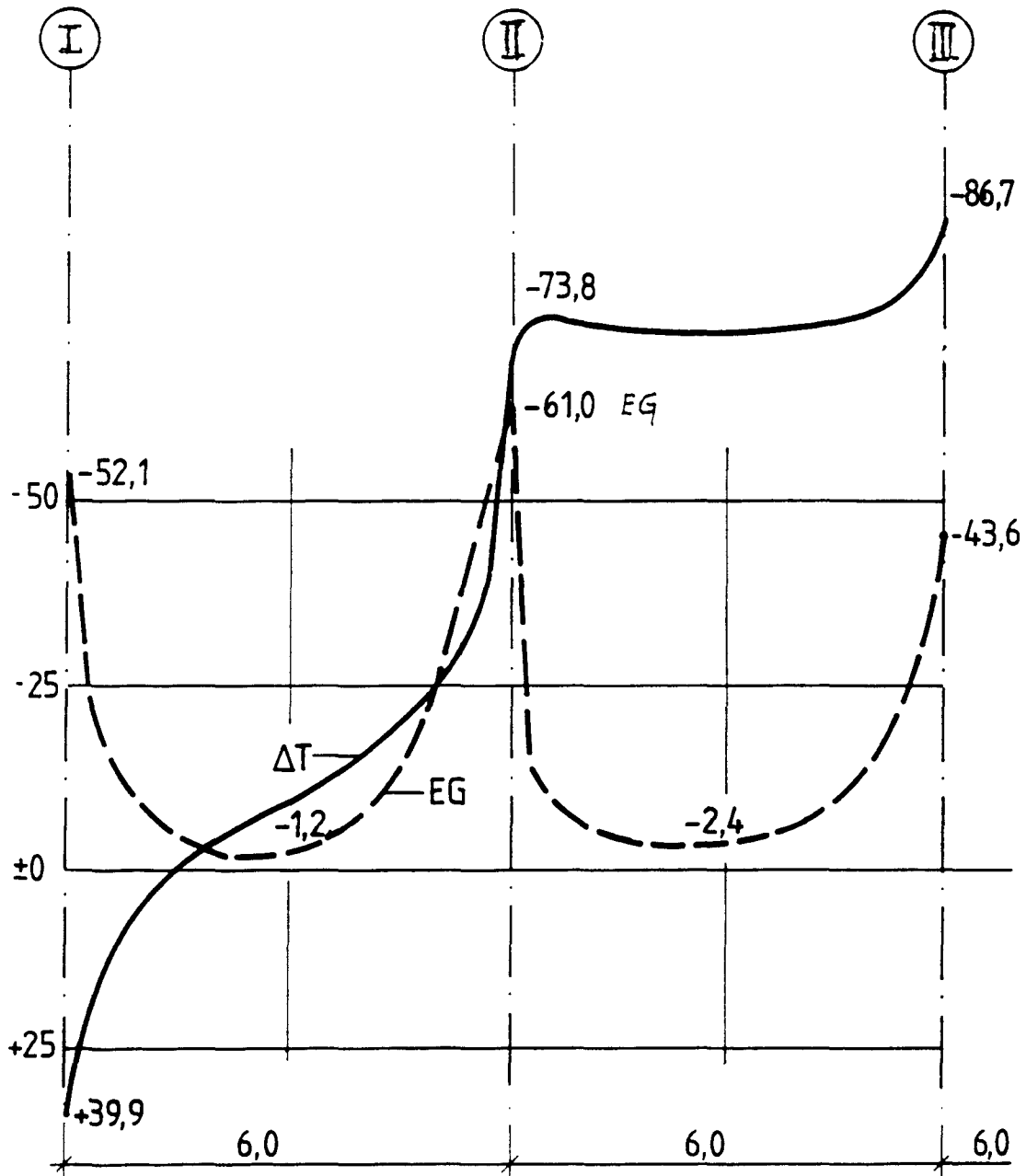
ANLAGE M/4

FELD M, brandbelastet; Biegemomente  $m_x$  (kNm)

in Achse B/C in Richtung  $y$

Lastfälle  $\Delta T$  und EG = 5 kN/m<sup>2</sup>

$\beta_T \cdot \Delta T = 60$ ,  $\mu = 0$ ; übrige Felder:  $(EJ)_0$ ,  $\mu = 0,2$



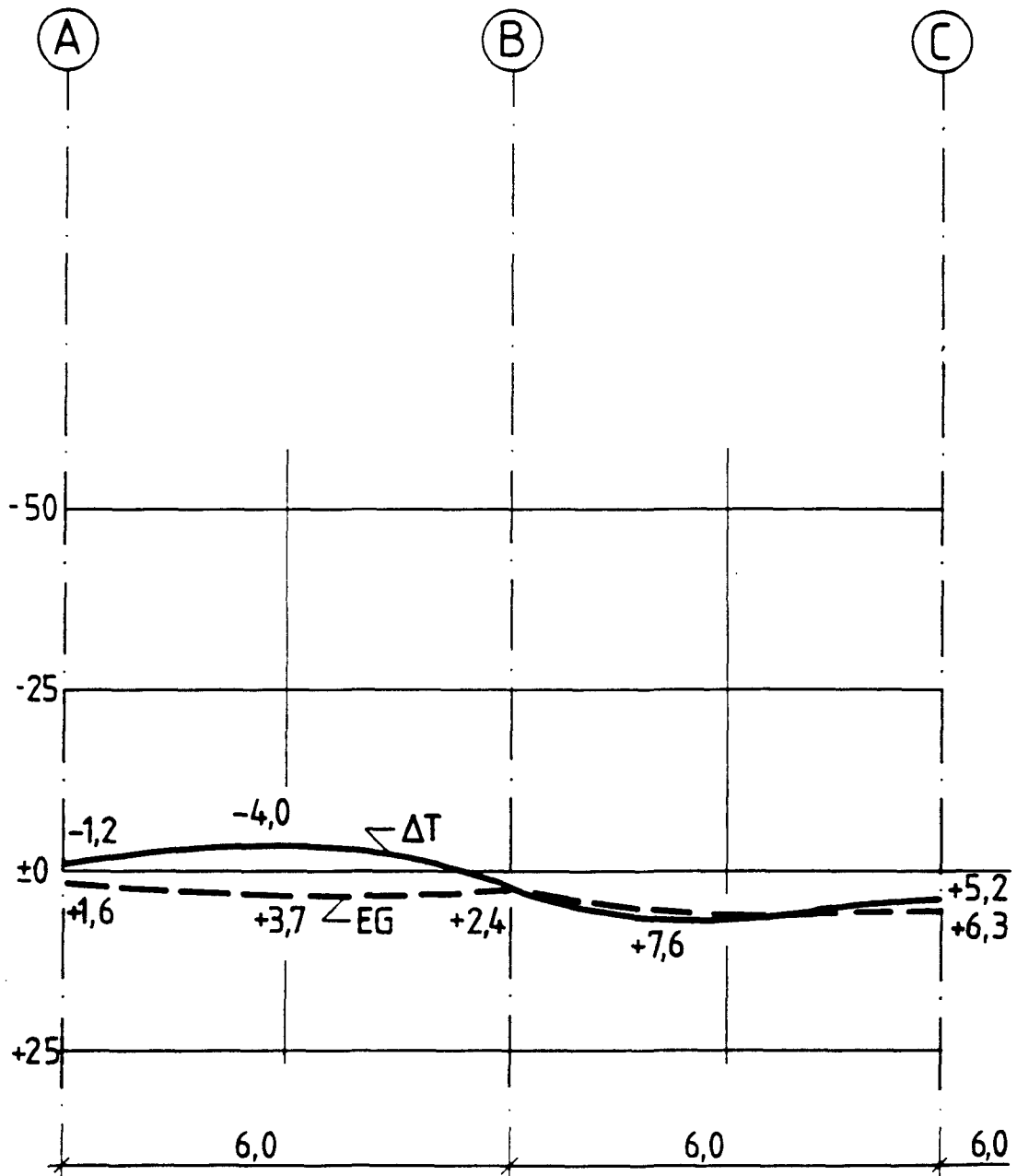
ANLAGE M/5

FELD M, brandbelastet; Biegemomente  $m_x$  (kNm)

in Achse C in Richtung y

Lastfälle  $\Delta T$  und  $EG = 5 \text{ kN/m}^2$

$\beta_T \cdot \Delta T = 60$ ,  $\mu = 0$ ; übrige Felder:  $(EJ)_0$ ,  $\mu = 0,2$



ANLAGE M/6

FELD M, brandbelastet; Durchbiegungen (mm) in Achse II/III

Lastfälle  $\Delta T$  und EG = 5 kN/m<sup>2</sup>

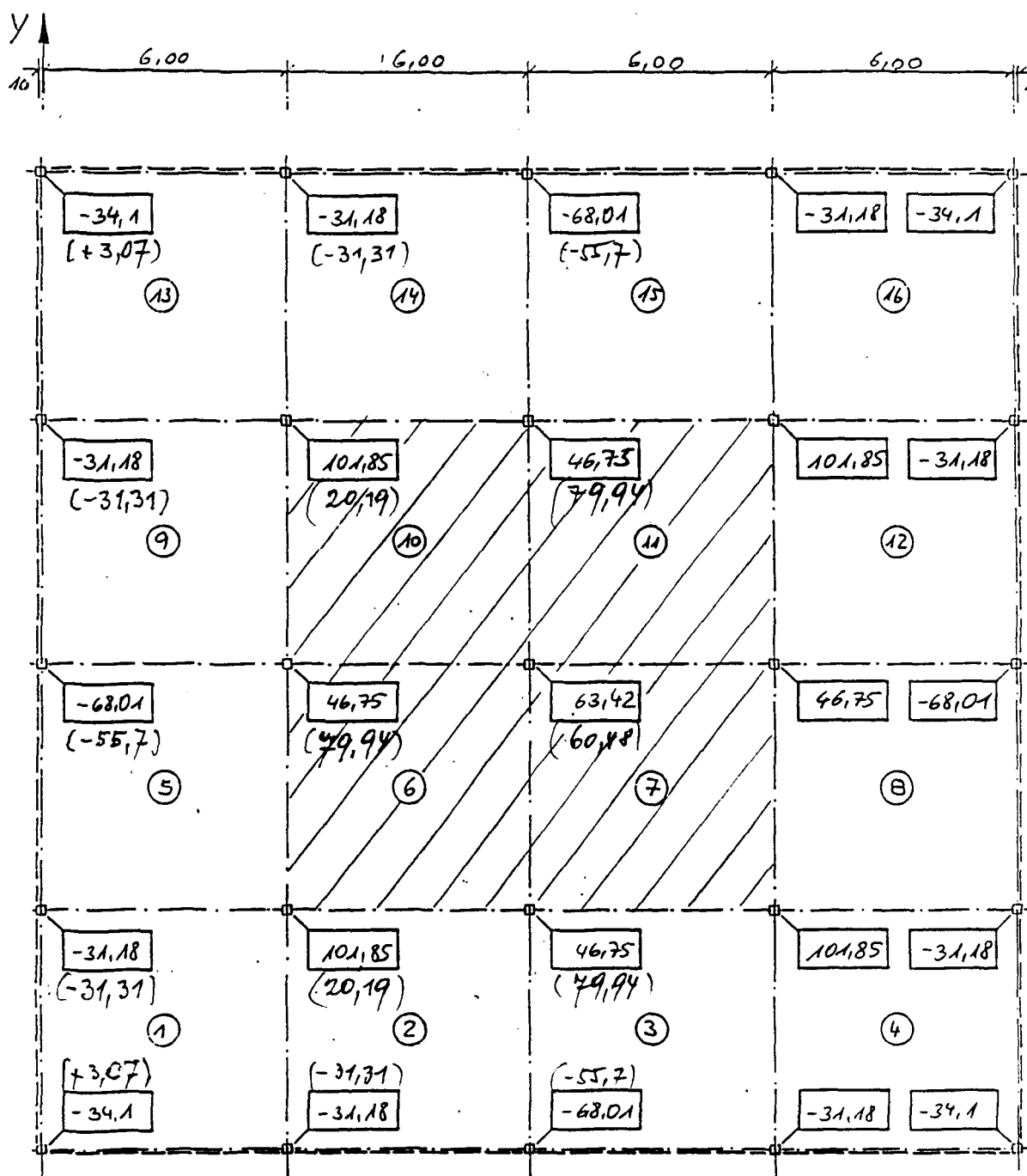
$\beta_T \cdot \Delta T = 60$ ,  $\mu = 0$ ; übrige Felder:  $(EJ)_0$ ,  $\mu = 0,2$

Fall M + R - Mittelfelder unter voller Brandbelastung ( $\beta_T \cdot \Delta T = 60$ ),  
sämtliche Randfelder unter halber Brandbelastung ( $\beta_T \cdot \Delta T = 30$ )

Dieser Brandfall ist eine Erweiterung des Falles M; das Szenario geht von der Vorstellung aus, daß der Brand den gesamten Raum unter der Flachdecke erfaßt hat, in den 12 Randfeldern aber keine so hohen Temperaturen auftreten wie unter den vier Mittelfeldern (der Sonderfall der vollen Brandbelastung aller Felder ist durch Zusammenfügung von Fall M mit Fall 1 und 5 darstellbar).

Die aus dem Lastfall  $\Delta T$  entstehenden Auflagerdrücke sind in Bild 118 dargestellt; sie unterscheiden sich zum Teil erheblich von den Ergebnissen einer Brandbelastung nur der vier Innenfelder. Zur Erleichterung des Überblicks wurden in Bild 118 die Ergebnisse des Lastfalles M in Klammern hinzugefügt.

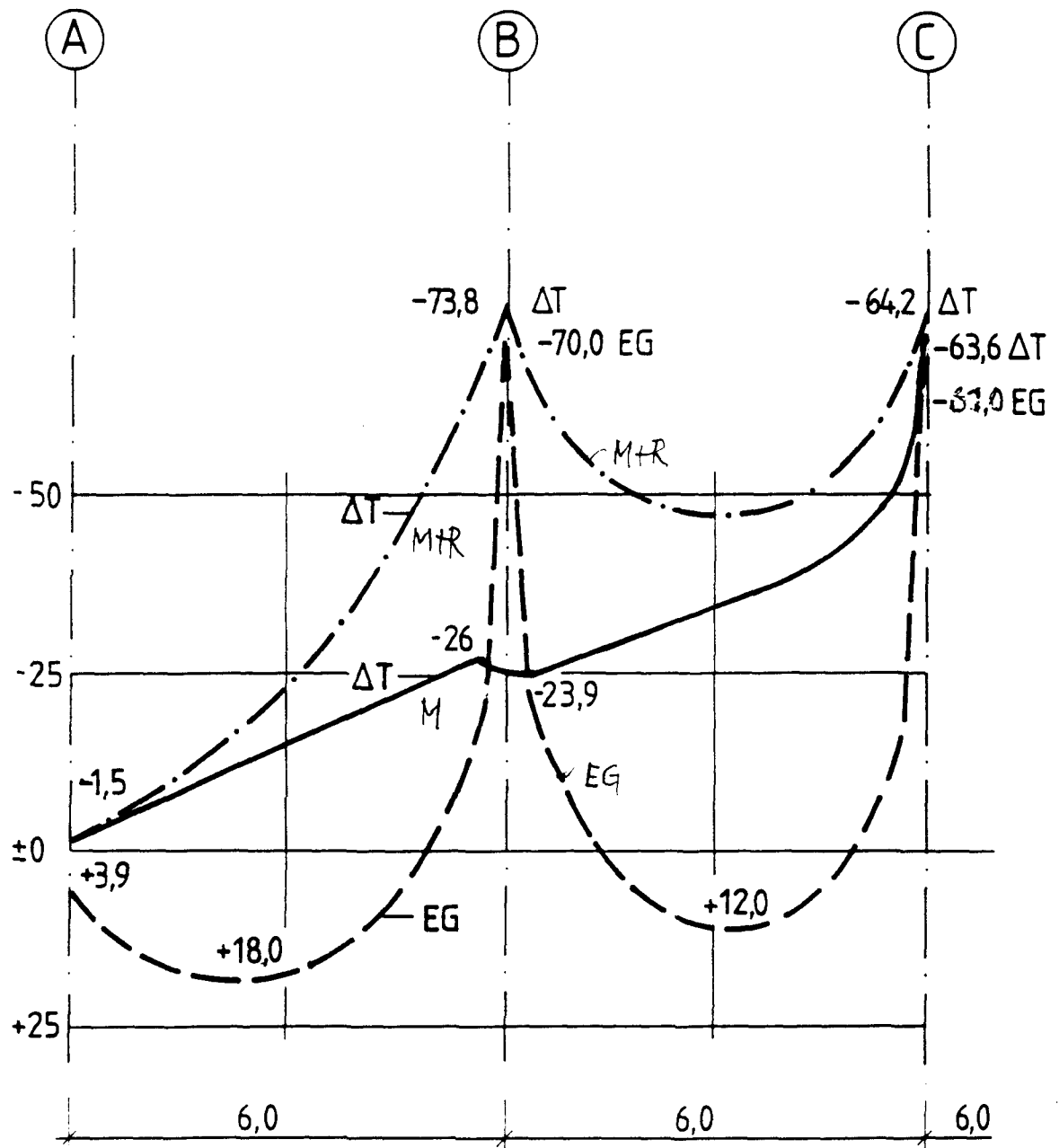
Deutliche Unterschiede zum Fall M zeigen die Biegemomente  $m_{Tx}$  in Achse II (Bild 119), während in den Achsen II/III und III kaum merkbare Unterschiede festgestellt wurden, wie die Anlagen M + R ff zeigen.



FELD M+R, brandbelastet; Auflagerkräfte (kN) aus  $\Delta T = 400 \text{ K}$  4 INNENFELDER  
 $B_T \cdot \Delta T = 60, \mu = 0$ ; ALLE AUSSENFELDER  $\Delta T = 200 \text{ K}$   
 IN KLAMMERN: FALL M

BILD 118





FELD  $M+R$ , brandbelastet; Biegemomente  $m$  (kNm)

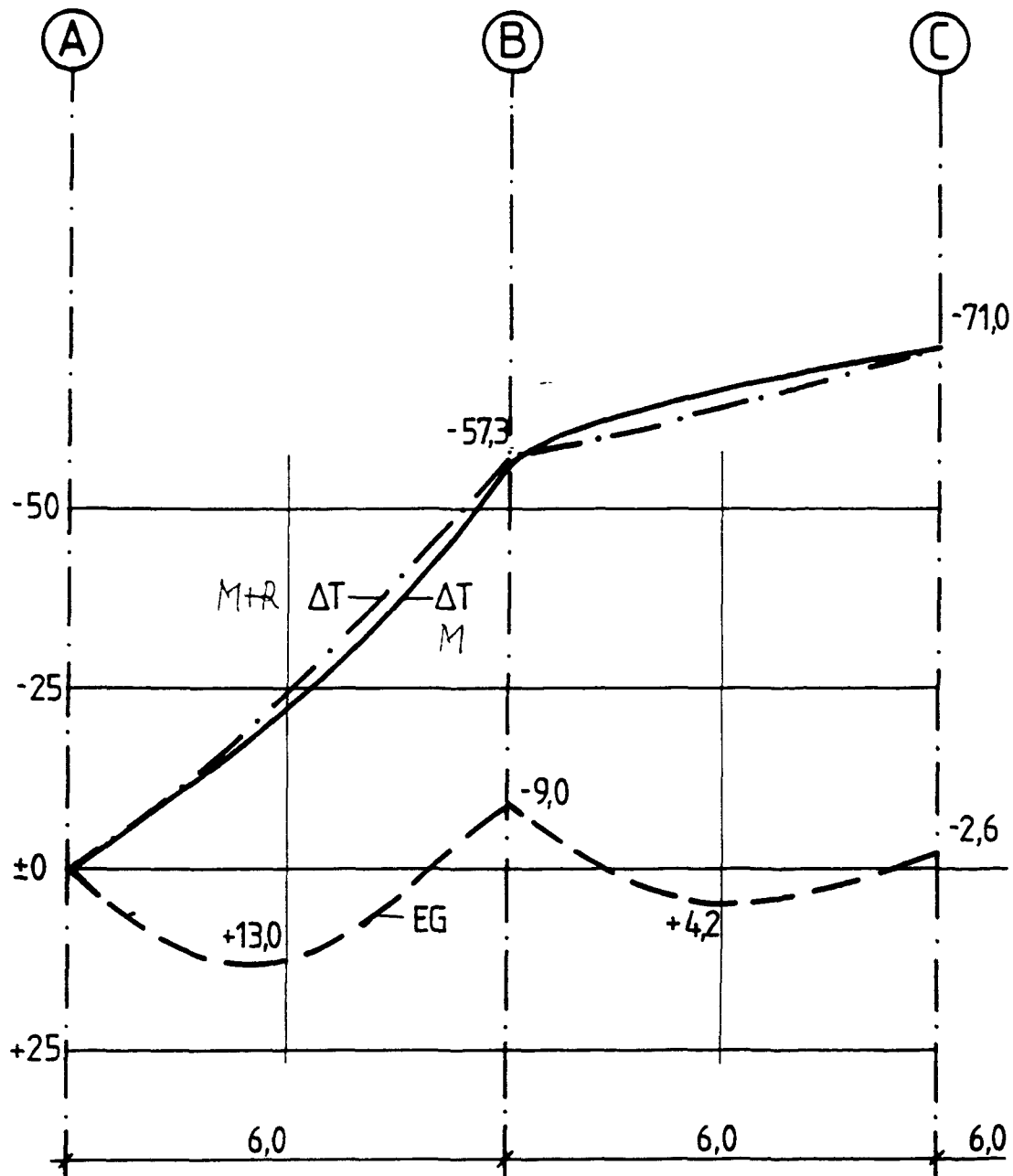
+  $M$  in Achse  $\parallel$  in Richtung  $\times$

Lastfälle  $\Delta T$  und  $EG = 5 \text{ kN/m}^2$

$\beta_T \cdot \Delta T = 60, \mu = 0;$

— · —  $\beta_T \cdot \Delta T = 60$ , Außenfelder  $\beta_T \cdot \Delta T = 30$   
 —  $\beta_T \cdot \Delta T = 60$

BILD 1.19



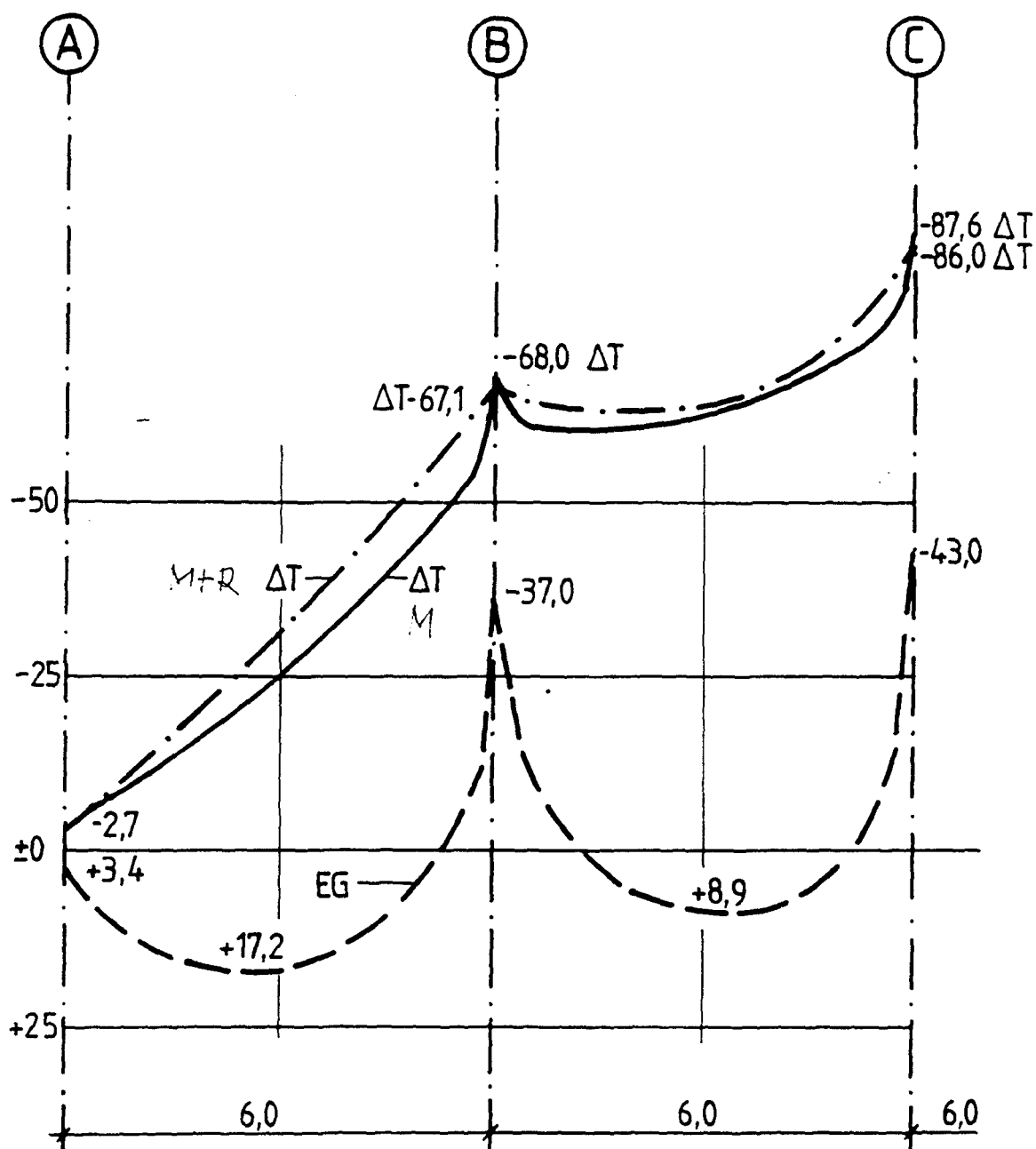
ANLAGE  $M+R/1$

FELD  $M+R$ , brandbelastet; Biegemomente  $m_x$  (kNm)

+  $M$  in Achse  $\bar{I}/\bar{I}$  in Richtung  $\times$   
Lastfälle  $\Delta T$  und  $EG = 5 \text{ kN/m}^2$

$\beta_T \cdot \Delta T = 60, \mu = 0;$

— • —  $\beta_T \cdot \Delta T = 60$ , Außenfelder  $\beta_T \cdot \Delta T = 30$   
—  $\beta_T \cdot \Delta T = 60$



ANLAGE  $M+R/2$

FELD  $M+R$ , brandbelastet; Biegemomente  $m$  (kNm)

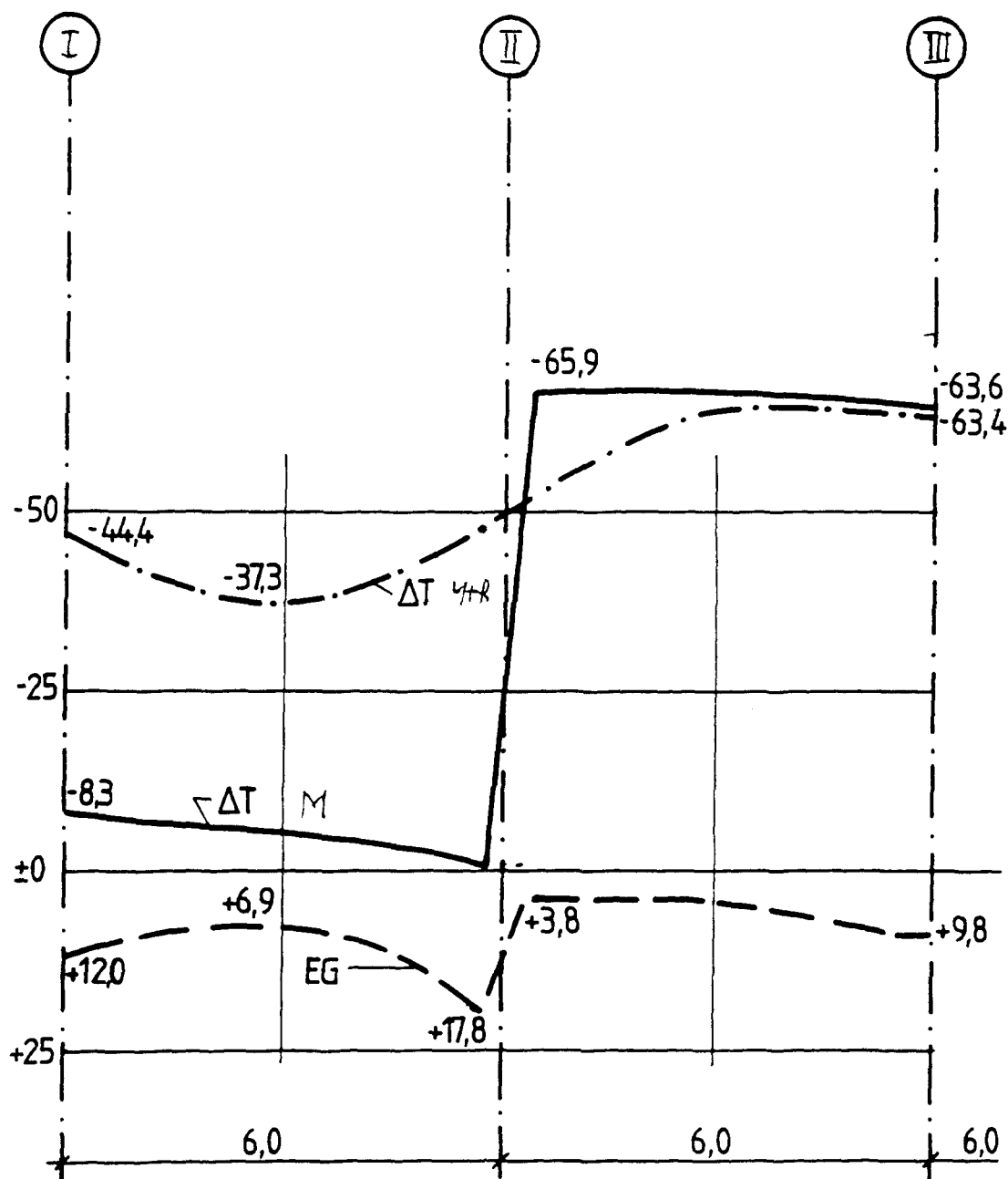
$+M$  in Achse  $\text{III}$  in Richtung  $\times$

Lastfälle  $\Delta T$  und  $EG = 5 \text{ kN/m}^2$

$\beta_T \cdot \Delta T = 60, \mu = 0;$

= 0

— • —  $\beta_T \cdot \Delta T = 60$ , Außenfelder  $\beta_T \cdot \Delta T = 30$   
 — —  $\beta_T \cdot \Delta T = 60$



ANLAGE M+R/3

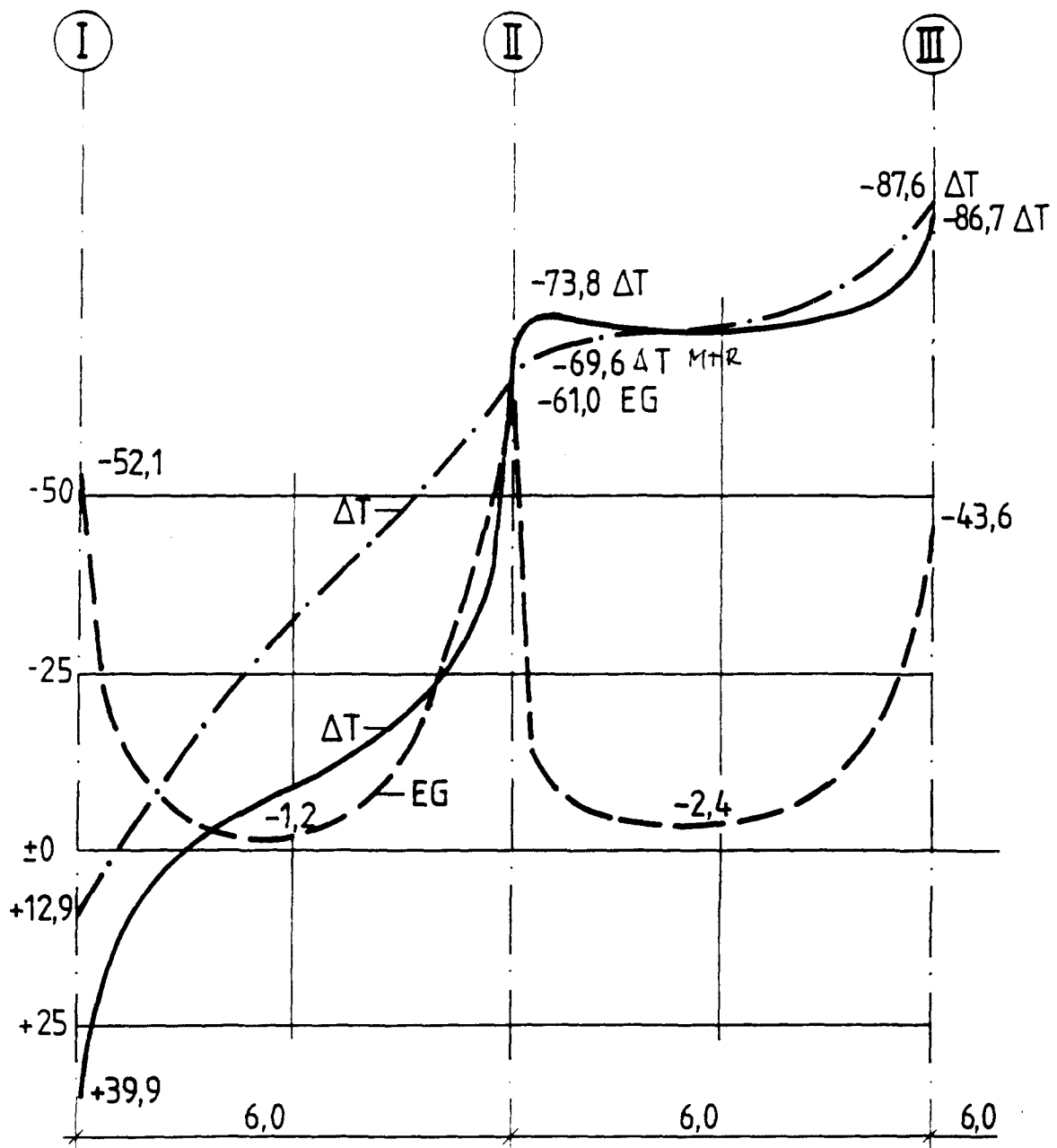
FELD M+R, brandbelastet; Biegemomente  $m_x$  (kNm)

+M in Achse  $\mathcal{B}/C$  in Richtung  $y$

Lastfälle  $\Delta T$  und EG = 5 kN/m<sup>2</sup>

$\beta_T \cdot \Delta T = 60$ ,  $\mu = 0$ ;

— · —  $\beta_T \cdot \Delta T = 60$ , Außenfelder  $\beta_T \cdot \Delta T = 30$   
 —  $\beta_T \cdot \Delta T = 60$



ANLAGE M+R/4

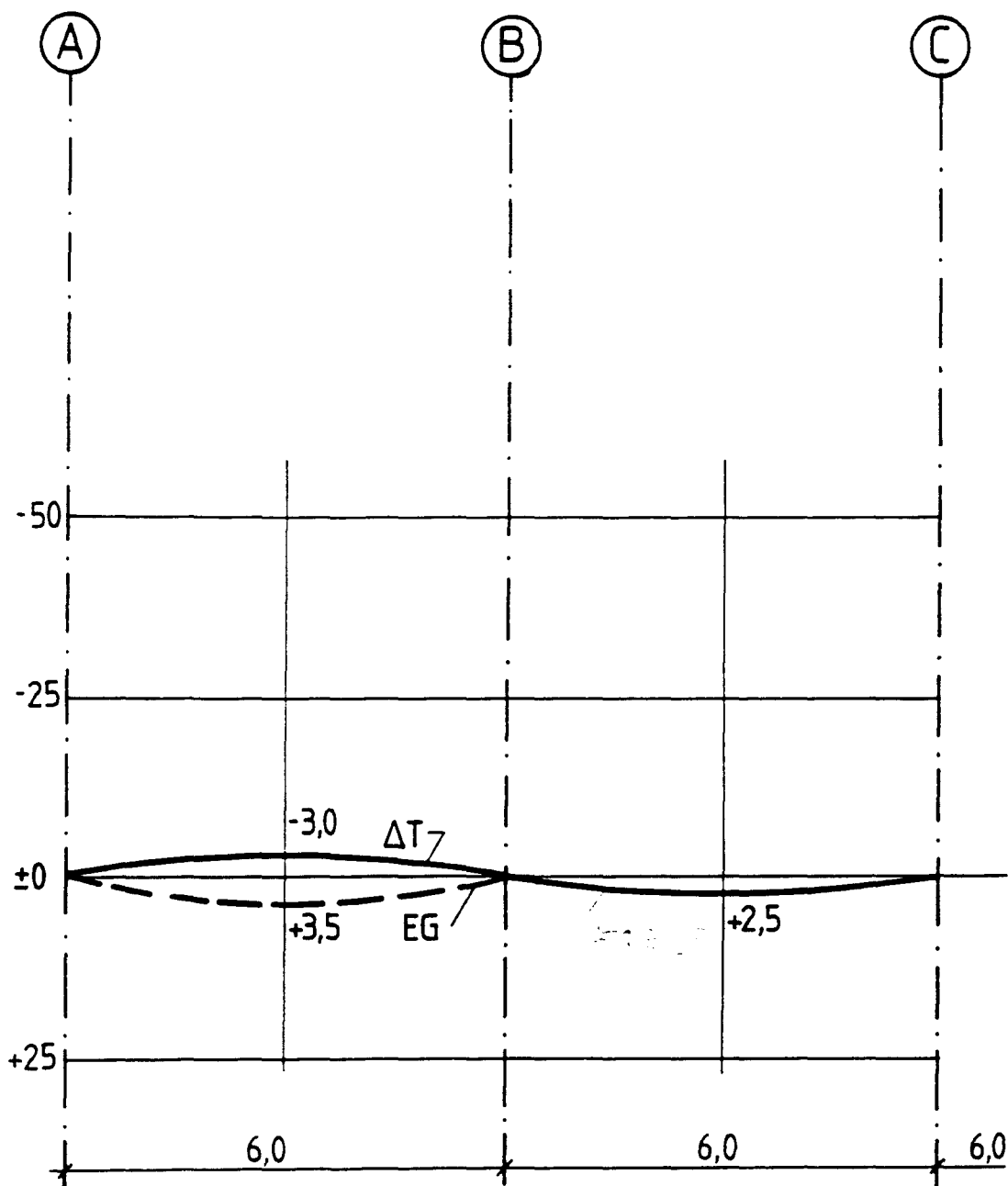
FELD M+R, brandbelastet; Biegemomente  $m_x$  (kNm)

+M in Achse C in Richtung y

Lastfälle  $\Delta T$  und EG = 5 kN/m<sup>2</sup>

$\beta_T \cdot \Delta T = 60$ ,  $\mu = 0$ ;

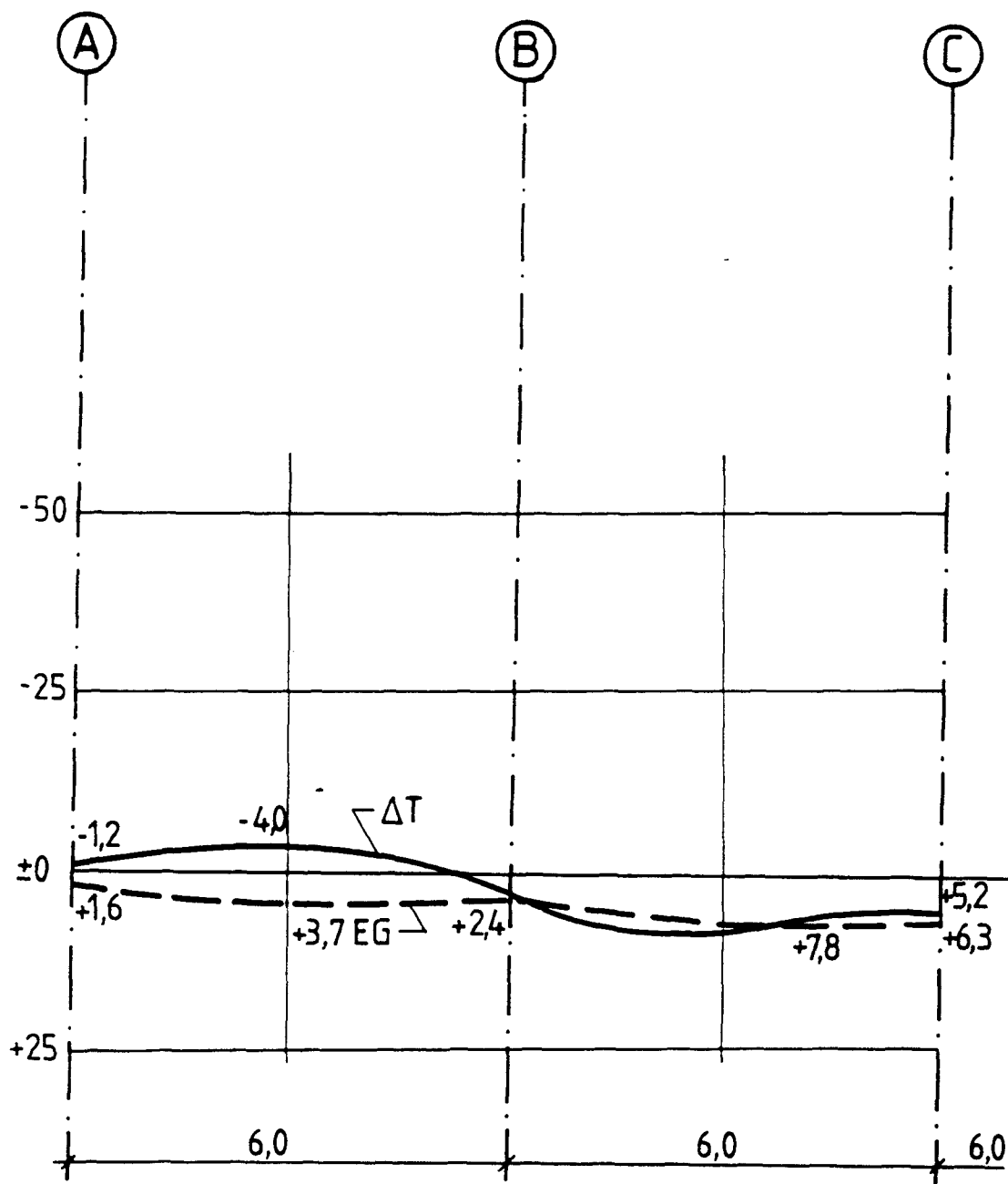
— • —  $\beta_T \cdot \Delta T = 60$ , Außenfelder  $\beta_T \cdot \Delta T = 30$   
 —  $\beta_T \cdot \Delta T = 60$



ANLAGE M+R/5

FELD M+R, brandbelastet; Durchbiegungen (mm) in Achse II  
Lastfälle  $\Delta T$  und  $EG = 5 \text{ kN/m}^2$

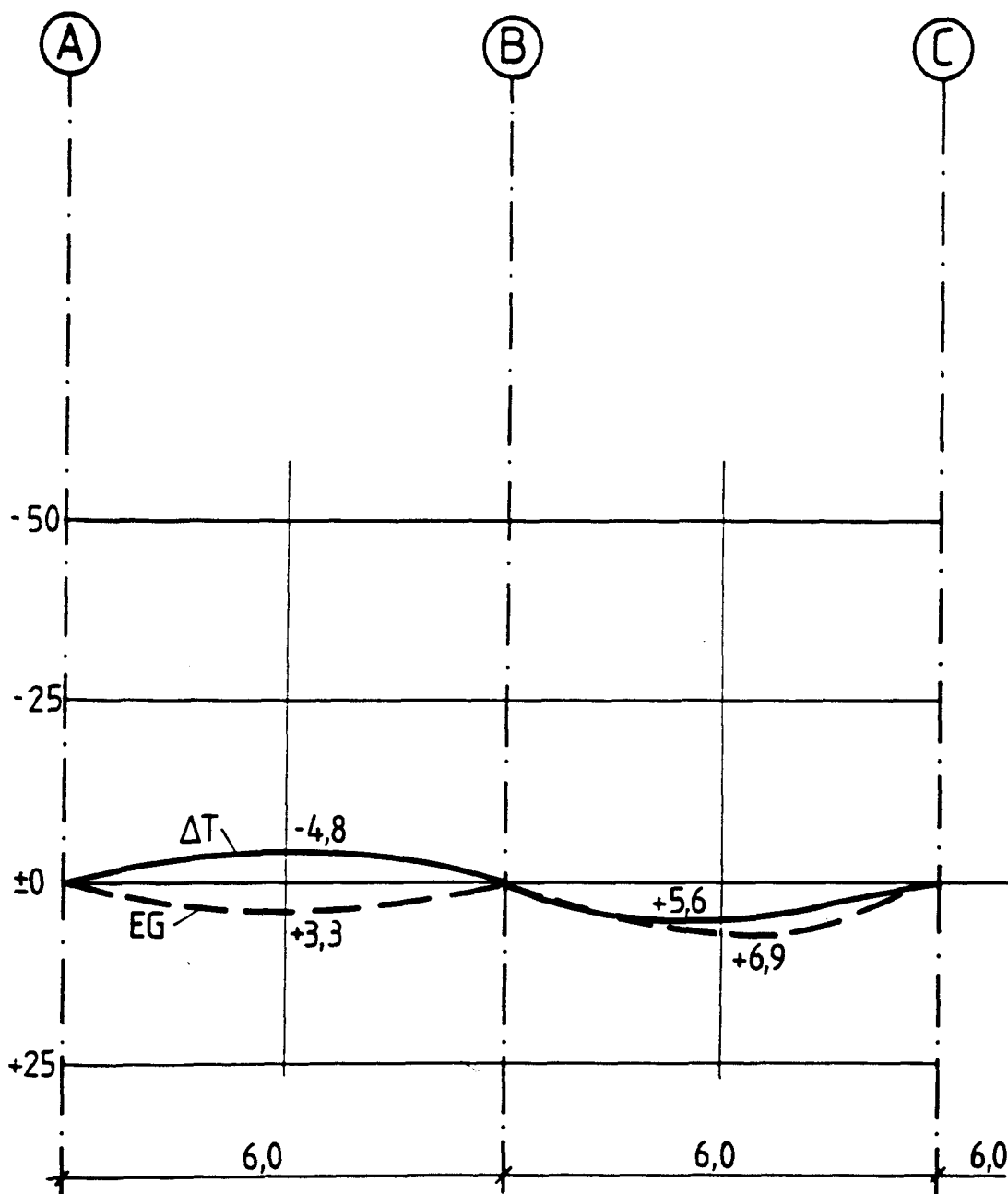
$\beta_T \cdot \Delta T = 60$ , Außenfelder  $\beta_T \cdot \Delta T = 30$



ANLAGE  $M+R / 6$

FELDM+R, brandbelastet; Durchbiegungen (mm) in Achse II/III  
 Lastfälle  $\Delta T$  und  $EG = 5 \text{ kN/m}^2$

$\beta_T \cdot \Delta T = 60$ , Außenfelder  $\beta_T \cdot \Delta T = 30$



ANLAGE M+R/7

FELD M+R, brandbelastet; Durchbiegungen (mm) in Achse III  
 Lastfälle  $\Delta T$  und  $EG = 5 \text{ kN/m}^2$   
 $\beta_T \cdot \Delta T = 60$ , Außenfelder  $\beta_T \cdot \Delta T = 30$



### 1.8.3 Zusatzuntersuchung: Rechteckige Felder

Aufgrund der in Abschnitt 1.8.1 ausgeführten Überlegungen ist es nicht wahrscheinlich, daß sich in rechteckigen Feldern die Größe und Verteilung der Momente  $m_T$  wesentlich von der in quadratischen Feldern unterscheiden. Zu dieser Frage wurden Vergleichsuntersuchungen angestellt:

Zugrunde gelegt wurde zunächst aus den vorstehenden Untersuchungen Feld 6, wobei allerdings zur Erzielung symmetrischer Werte nur die Momente  $m_T$  in Achse III, II/III und C bzw. B/C herangezogen wurden (Bild 1.20). Als Vergleich zu diesen Werten wurden unter Verwendung eines neuen FE-Rechenprogrammes die Schnittgrößen einer Einzelplatte mit elastisch eingespannten Rändern - Einspanngrad etwa 0,5 - ermittelt, wobei zunächst ebenfalls eine Platte  $6 \times 6 \text{ m}^2$ , 0,2 m dick, untersucht wurde (Bild 1.21). Es fällt auf, daß diese neue Analyse gegenüber den für Plattenfeld 6 ermittelten Temperaturmomenten Unterschiede im Verlauf der  $m_x$  entlang  $y = 0$  und  $m_y$  entlang  $x = 0$  insofern zeigt, als die Momente zahlenmäßig doppelt so groß werden (Bild 1.21). Dementsprechend fehlt in der neuen Analyse der deutliche Abfall der Feldmomente, parallel zu den Stützstreifen wirkend, bei Annäherung an den Stützstreifen - deutlich erkennbar z.B.  $m_x$  in Achse  $x = L_x/2$ . Demgegenüber stimmen die Momentenwerte in den anderen maßgebenden Punkten gut überein, insbesondere auch die Momente quer zu den Stützstreifen, ebenso auch die Durchbiegungen.

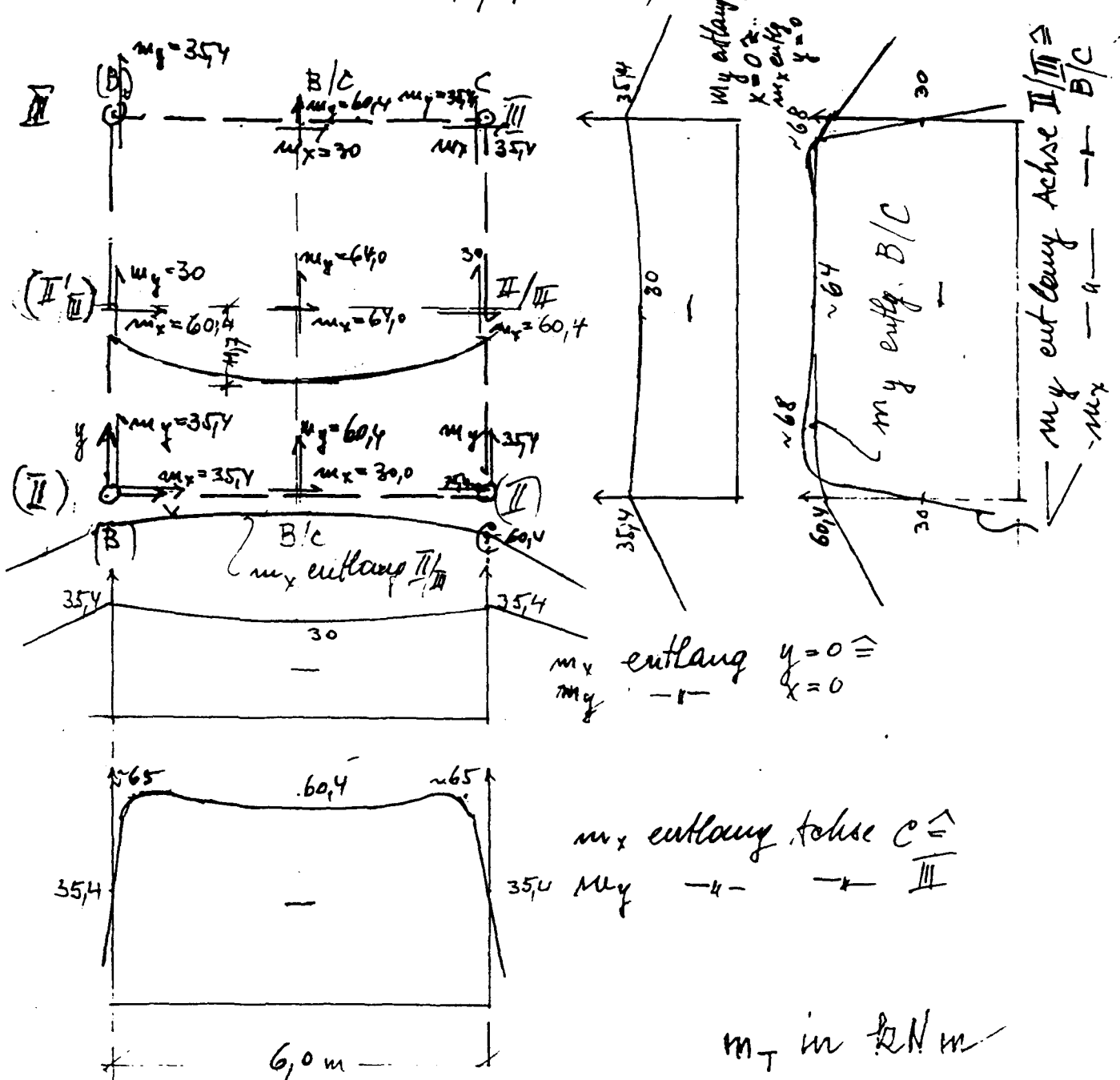
Die neue FE-Analyse kann dennoch als Grundlage für Vergleichsuntersuchungen mit rechteckigen Plattenfeldern, wenn auch mit Vorbehalten, herangezogen werden. Auf Bild 1.22 wurden die Ergebnisse einer Analyse für ein Plattenfeld mit  $6,0 \text{ m} \times 9,0 \text{ m}$  und 0,2 m Dicke dargestellt. Die Unterschiede zur Quadratplatte (Bild 1.21) in der Größe der Momente liegen im Bereich  $\pm 5 \%$ , die Momentenverläufe sind der Quadratplatte vergleichbar. Es bestätigt sich somit die Vermutung, daß der Absolutwert der Stützweite keinen Einfluß auf die Temperatur-Zwangmomente hat und nur das Stützweitenverhältnis  $L_x/L_y$  zu beachten wäre. Angesichts seines geringen Einflusses und der relativen Ungenauigkeit bei der Ermittlung der Zwangmomente scheint eine besondere Berücksichtigung der Abweichungen von der Quadratplatte bis  $L_x/L_y \leq 1,6$  nicht sinnvoll zu sein.

Untersuchungen auf elastizitäts-theoretischer Grundlage führten zu vergleichbaren Ergebnissen, so daß eine zusätzliche Absicherung der Ergebnisse vorliegt [23].

Wie bereits angemerkt, zeigen die Momente, parallel zu den Stützstreifen wirkend, die auffallendsten Unterschiede zwischen der Analyse des Plattenfeldes (Feld 6) einerseits und der Einzelplatte andererseits: Die schon erwähnte Reduktion des Temperatur-Feldmomentes im Bereich des Stützstreifens auf etwa die Hälfte (Bild 1.20), im Plattenfeld 6 fehlt in der Analyse der Einzelplatte. Eine Parameterstudie unter Variation der Randbedingungen zeigte jedoch, daß auch bei der Einzelplatte ähnliche Resultate wie beim Plattenfeld gefunden werden können.

Diese Beobachtungen weisen darauf hin, wie sehr die Rechenergebnisse durch Annahmen über die Randbedingungen der Plattenfelder beeinflußt werden können. Als Konsequenz erscheint es deshalb geraten, die Temperatur-Momente in Richtung des Stützstreifens in gleicher Höhe anzunehmen wie quer dazu und damit gleich den Temperaturmomenten im Plattenfeld. Eine Überprüfung der Bewehrung der Stützstreifen aus Kaltbelastung dahingehend, ob auch für solcherart erhöhte Momente hinreichend Bewehrung in den Stützstreifen für den Brandfall vorhanden ist, ergab keine Bedenken.

BILD 120: PLATTENFELD 6  $6,0 \times 6,0 \text{ m}$   
 unumspannte Felder nicht brandbelastet  
 punktförmig  
 Stiepsymmetrie aus II und C bzw. II/II und B/C  
 als symmetr. Momenteverteilung dargestellt.  
 $E_c = 9,3 \cdot 10^5 \text{ MN/m}^2$ ,  $\beta_T \cdot \Delta T = 60$ ,  $h = 0,2 \text{ m}$



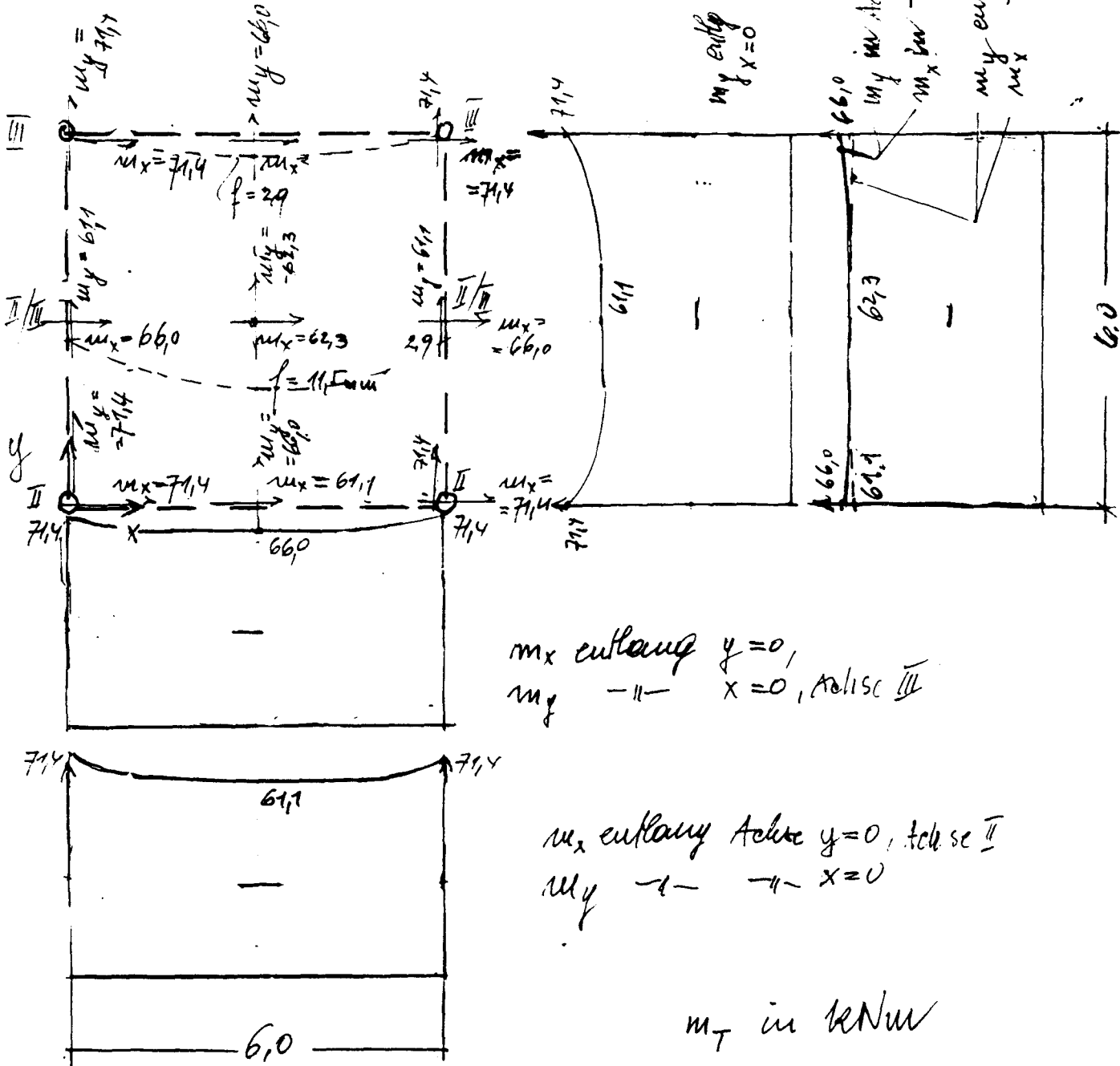
$$M_T = \alpha_T \cdot \beta_T \cdot \Delta T \cdot E_c \cdot l^2 / 12 =$$

$$= 10^{-5} \cdot 0,15 \cdot 400 \cdot 0,30 \cdot 10^5 \cdot 0,060 = 0,060 \text{ MN/m} \hat{=} 60 \text{ kNm}$$

# BILD 121: PLATTENFELD 6,0 x 6,0 m

unbelastet elast. eingespannt (0,5)  
 Punkt gestützt

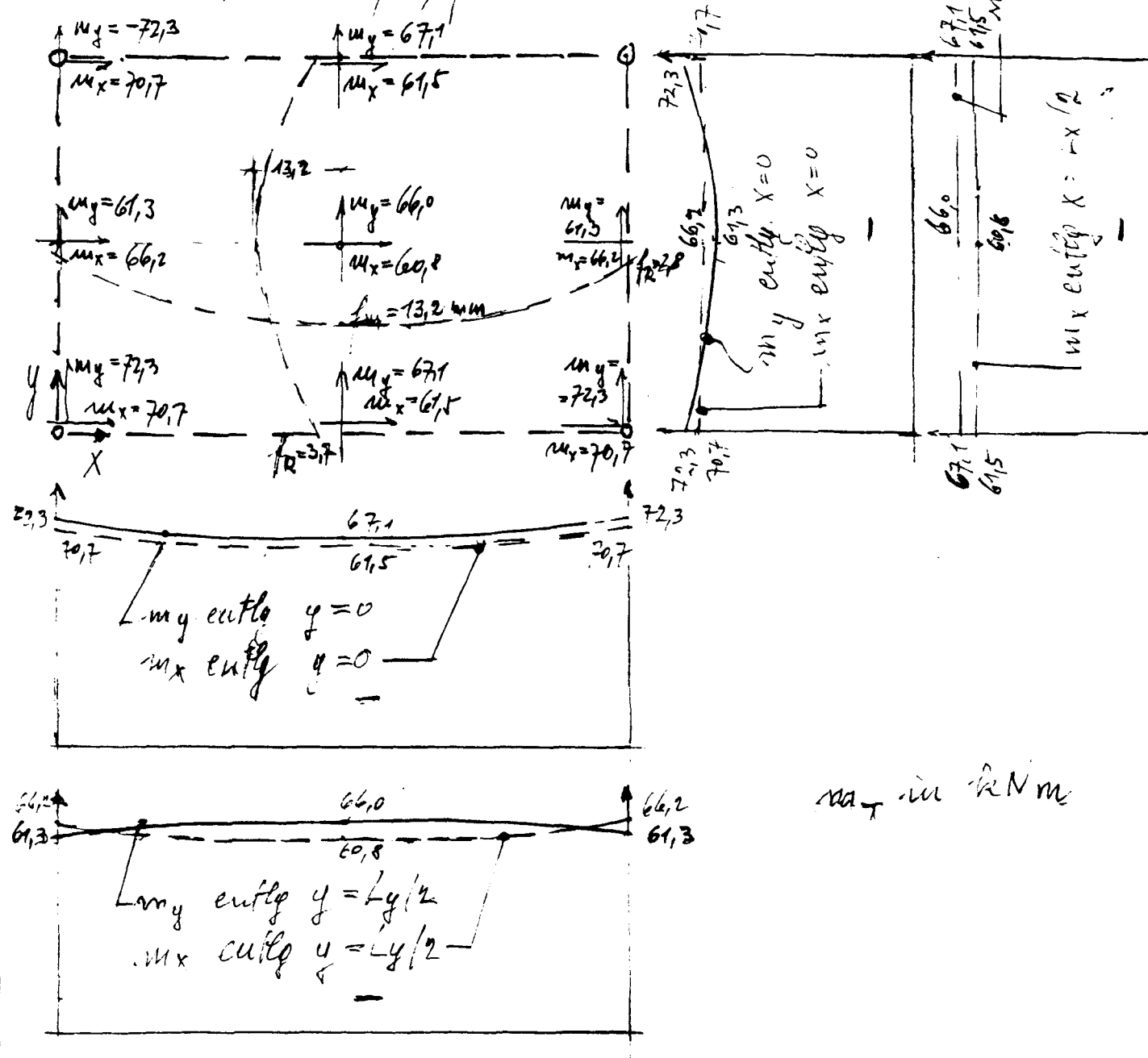
$E_c = 0,34 \cdot 10^5 \text{ MN/m}^2$ ,  $\alpha_T \cdot \Delta T = 60$ ,  $h = 0,2 \text{ m}$



$$m_T = \alpha_T \cdot \beta_T \cdot \Delta T \cdot E_c \cdot h^2 / 12 =$$

$$= 10^{-5} \cdot 0,15 \cdot 400 \cdot 0,34 \cdot 10^5 \cdot 0,04 / 12 = 0,068 \approx 68 \text{ kNm}$$

BILD 122: PLATTENFELD  $6,0 \times 9,0 \text{ m}$   
 unlaufend elast. eingespannt ( $\sim 95$ )  
 punktgelastet  
 $E_c = 0,34 \cdot 10^5 \text{ MN/m}^2$ ,  $\beta_T \cdot \Delta T = 60$ ,  $h = 0,2 \text{ m}$



$m_T$  in kNm

$$m_T = \alpha_T \cdot \beta_T \cdot \Delta T \cdot E_c \cdot h^2 / 12 =$$

$$= 10^{-5} \cdot 0,15 \cdot 400 \cdot 0,34 \cdot 10^5 \cdot 0,04 / 12 = 0,068 \text{ MNm} \hat{=} 68 \text{ kNm}$$

### 1.9 Zusammenfassung der Ergebnisse der Schnittgrößenermittlung

Es ist nicht das Ziel dieser Studie, ein wirklichkeitsnahes Rechenprogramm für die im Brandfalle in Flachdecken auftretenden Schnittgrößen zu liefern. Die hierfür erforderlichen Rechengrundlagen - z.B. die Werte  $\beta_T = (EJ)_T / (EJ)_0$  und  $\Delta T$  - sind vorläufig noch nicht genau genug bestimmbar. Darüber hinaus wäre es angesichts der Vielfalt möglicher Brandszenarien ein vergebliches Bemühen, genaue Schnittgrößenverteilungen für eine Vielzahl denkbarer Fälle rechnerisch bestimmen zu wollen, weil die im Ernstfall tatsächlich auftretende Situation nur in einem seltenen Zufall auf diesem Wege erfaßt wird. Schließlich werden die Schnittgrößen von Plattensystemen unter Last im Kaltzustand auch nur "pauschal" ermittelt. Die vorliegenden Ergebnisse zur Frage der Schnittgrößenverteilung in Flachdecken unter Brandeinwirkung sollen daher lediglich als Ergebnisse von Näherungsberechnungen verstanden werden.

Es wird vielmehr versucht, auf der Grundlage der gegenwärtig vorliegenden Untersuchungsergebnisse Hinweise für eine das Brandverhalten insoweit sichernde Bewehrungsführung zu geben, daß kein verfrühtes Versagen eintritt, und Bemessungshilfen für den Lastfall "Brand" zum Nachweis gegen Durchstanzen zu formulieren. In diesem ersten Teil der vorliegenden Studie werden zunächst nur Schlußfolgerungen aus den Ergebnissen der Schnittgrößenuntersuchungen gezogen:

- Die Temperatur-Zwangmomente können mit hinreichender Genauigkeit mit dem aus der Balkenstatik bekannten Ansatz

$$m_T = \alpha_T \cdot \beta_T \cdot \Delta T \cdot E_c \cdot h^2 / 12$$

abgeschätzt werden. Die Momente können bei unmittelbar aneinander grenzenden, brandbelasteten Plattenfeldern auf das 1,3-fache ansteigen. Hinweise über die Wahl von  $\beta_T \cdot \Delta T$  sind in Abschnitt 1,5 zu finden. Für Stahlbeton-Flachdecken mit  $h = 20$  cm hat sich der Ansatz

$$\beta_T \cdot \Delta T = 0,20 \cdot 180 = 36$$

als angemessen gezeigt.

- Die aus einer Bemessung von Flachdecken im Kaltzustand resultierenden Bewehrungen der Stützstreifen im negativen Momentenbereich, insbesondere über den Stützenpunkten [1, 18, 19, 20, 21, 22], reichen im allgemeinen auch zur Abdeckung der Temperatur-Zwangmomente im Brandfalle in diesen Bereichen aus. Die Momente im Brandfall  $m_q + m_T$  überschreiten nicht die mit  $2 \cdot m_q$  abzuschätzenden Fließmomente. Allerdings verlängern sich die negativen Momentenbereiche in die Felder - ähnlich wie dies auch bei durchlaufenden liniengelagerten Balken- und Plattensystemen beobachtet wird -, hier jedoch derart, daß sich keine positiven Momentenbereiche ergeben. Eine Verlängerung der für den Kaltzustand ermittelten Stützbewehrung um 0,15 L in die Felder und eine Fortführung dieser oben liegenden Bewehrung mit einem Mindestquerschnitt von 20 % in den Stützstreifen beider Achsrichtungen ist erforderlich. Im Brandfall ist mit dem Eintritt von Fließdehnungen der Bewehrung über den Stützenpunkten zu rechnen.  $m_q$  oder  $m_T$
- In den Feldstreifen rufen Brandeinwirkungen durchweg negative Momente hervor, die zwar auch zu einer oben liegenden Mindestbewehrung Anlaß geben, die allerdings in vielen Fällen durch die Kaltbemessung infolge der Schachbrett-Stellung der Nutzlasten bereits vorhanden sein dürfte. Außerdem ist auf die günstige Wirkung der Membran-Druckkräfte zumindest in den Feldbereichen der Feldstreifen hinzuweisen, die im Brandfalle so lange zu erwarten sind, als die Stützstreifen nicht versagen. Im Kreuzungsbereich der Feldstreifen mit den Stützstreifen sollte allerdings darauf geachtet werden, daß eine oben liegende, die Stützstreifen-Bewehrung kreuzende Bewehrung mit etwa 0,3 % vorhanden ist, um die in diesem Bereich vergleichsweise hohen negativen Zwangmomente  $m_T$  abzudecken. Diese Bewehrung stellt im übrigen auch die Querbewehrung zur Stützstreifenbewehrung dar und dürfte im Regelfalle ebenfalls aus der Kaltbemessung bereits vorhanden sein. Diese "Querbewehrung" darf bei Spannbetonlösungen mit Spanngliedern nur in den Stützstreifen nicht vergessen werden! Eine gesonderte Bewehrung zur Abdeckung der Drillmomente ist angesichts der über den Stützenpunkten kreuzenden Stützstreifenbewehrung im Regelfalle nicht erforderlich.
- Spannbeton-Flachdecken verhalten sich unter Brandangriff deutlich biege-steifer als Stahlbetonausführungen; die Temperatur-Zwangmomente werden vergleichsweise höher, die Mindestbewehrung durch eine oben liegende Betonstahlbewehrung in den Stützstreifen ist auf 20 % der Gesamtzugkraft der Bewehrung über den Stützen zu bemessen. Eine Verstärkung dieser Betonstahlbe-

wehrung im Bereich über den Stützen ist zu empfehlen, weil die Spannglieder in der Regel noch innerhalb des kritischen Rundschnittes abgebogen werden.

- Bei Beachtung der Bewehrungshinweise dürfen die Achsmaße der Betondeckung auf der Plattenunterseite auf die für 2-achsig gespannte, liniengelagerte Durchlaufplatten geltenden Werte reduziert werden.
- Mit diesen Hinweisen sollte verdeutlicht werden, daß eine gezielte Bemessung für den Brandfall bei Flachdecken i.a. unnötig ist; doch sei erwähnt, daß eine oben liegende durchgehende Mindestbewehrung einer Flachdecke erhebliche Tragreserven verleiht, insbesondere im Brandfalle, weil sich bei Biegeversagen der Querschnitte eine Zugmembrane ausbilden kann.
- Stützenlasten erfahren unter Brandangriff nennenswerte Erhöhungen; am Beispiel einer 20 cm dicken Stahlbetonplatte wurde gezeigt, daß diese Lasterhöhungen an der ersten Innen-Eckstütze bis zu 70 % der Stützenlast aus EG + Q, ermittelt mit  $\gamma_F = 1,0$ , betragen können. Es wurde dabei berücksichtigt, daß die Stützenlast aus  $g + p$  etwa 25 % größer ist als bei einer beliebigen Innenstütze! Bei Innenstützen der ersten Reihe, parallel zum freien Rand, wurden 20 % bis 45 %, bei allen anderen Stützen Lasterhöhungen von  $\leq 20$  % beobachtet.

Diese Lasterhöhungen sind im Rahmen der Stützenbemessung für den Brandfall nur bei der ersten Innen-Eckstütze zu berücksichtigen; die Lasterhöhungen aller anderen Stützen dürften nach bisher vorliegenden Erkenntnissen durch Kriechen und Relaxation unter Brandeinwirkung so weit abgebaut werden, daß die Standsicherheit dieser Stützen bei üblicher Brandbemessung unter Zugrundelegung der Kaltlasten nicht gefährdet wird.

Anders verhält es sich mit den Tragsicherheiten gegenüber Durchstanzen im Brandfalle: Die Versuchsergebnisse müssen dahingehend untersucht werden, ob und in welcher Größe eine Laststeigerung in den ersten 30 Minuten eines Brandversuchs ertragen wird und welche Feuerwiderstandsdauer als gesichert angesehen werden kann. Schon hier ist darauf zu verweisen, daß in der Regel der Stützenanschluß der ersten Innenstütze durch eine den Anschluß an der Plattenunterseite umgebende Brandschutzplatte zusätzlich geschützt werden sollte.



Wird eine auf den Einzelfall abgestimmte Angabe der im Brandfall auftretenden Temperaturschnittgrößen gewünscht, können die hier in den Anlagen mitgeteilten Rechenergebnisse der Temperatur-Biegemomente und Auflagerdrücke herangezogen werden; hierbei ist eine Annahme über Temperaturgradient und Steifigkeitsminderung zu treffen, für die nähere Hinweise im Abschnitt 1.5 gegeben wurden.

Literatur-Verzeichnis

- [1] Grasser, E.; Thielen, G.: "Hilfsmittel zur Berechnung der Schnittgrößen und Formänderungen von Stahlbetontragwerken nach DIN 1045, Ausgabe Juli 1988 (1992)". Heft 240, Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton
- [2] Vecchio, F.J.; Collins, M.P.: "Investigating the Collapse of a Warehouse". Concrete International, March 1990
- [3] Vecchio, F.J.; Tang, K.: "Membrane Action in reinforced Concrete Slabs". Can. Journ. Civ. Eng. 17, 1990
- [4] Kordina, K.: "Über das Brandverhalten von Bauteilen und Bauwerken". Rhein.-Westfäl. Akademie der Wissenschaften, Vorträge N 281, 1979
- [5] Kordina, K.; Meyer-Ottens, C.: "Beton brandschutz Handbuch". Betonverlag Düsseldorf, 1981
- [6] Kordina, K.; Wesche, J.: "Stahlbeton-Durchlaufkonstruktionen unter Feuerangriff". Bericht 30-0025, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1979
- [7] Wölfel, E.: "Flachdecken mit Vorspannung ohne Verbund". Bauingenieur, 1980
- [8] Gerber, Ch., Ötgen, E.: "Flachdecke mit teilweiser Vorspannung ohne Verbund". Beton und Stahlbetonbau, 1980
- [9] Voß, K.U.: "Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten von Spannbetonträgern im Zustand II. Dissertation Technischer Universität Braunschweig, 1993
- [10] Walter, R.: "Partiell brandbeanspruchte Stahlbetondecken - Berechnung des inneren Zwanges". Dissertation Technische Universität Braunschweig, 1981

- [11] Wiese, J.: "Zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonplatten unter partieller Brandbeanspruchung. Dissertation Technische Universität Braunschweig, 1988
- [12] Kayatz, H.-O.: "Berechnung der Biegemomente in Rechteckplatten infolge linearer Temperaturverteilung über die Dicke der Platte". Bauingenieur 1975
- [13] du Preez, R.-J.: "Die Berechnung allgemeiner Flächentragwerke mit Hilfe finiter Streifenelemente", Dissertation Stuttgart 1972
- [14] Hotzler, H.: "Biegemomente in rechteckigen Platten infolge von Temperaturunterschieden". Bauplanung - Bautechnik, 1984
- [15] Christiansen, K.P.: "The Effect of Membrane Stresses on the Ultimate Strength of the Interior Panel in a Reinforced Concrete Slab". The Struct. Eng. 8/1963
- [16] Hotzler, H.; Kordina, K.: "Näherungsweise Berechnung der Durchbiegungen von Flachdsecken". Bautechnik 6/1992
- [17] Krampf, L.: "Punktgestützte Platten unter Brandangriff". Untersuchungsbericht Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987 (unveröffentlicht)
- [18] Marti, P. u.a.: "Prestressed Concrete Flat Slabs". Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich Nr. 68, 1977
- [19] Ritz, P.: "Zur Berechnung und Bemessung vorgespannter Platten". Schweizer Ing. u. Arch., 7/1983
- [20] Andrä, H.-P. u.a.: "Zum Tragverhalten, Konstruieren und Bemessen von Flachdecken". Beton und Stahlbeton, 10/1984
- [21] Iványi, G. u.a.: "Entwurf von vorgespannten Flachdecken". Beton und Stahlbeton, 4/1987

- [22] Duddeck, H.: Praktische Berechnung der Pilzdecke ohne Stützenkopfverstärkung (Flachdecke)". Beton und Stahlbeton, 3/1963
  
- [23] Hotzler, H.: "Biegemomente in punktgestützten rechteckigen Stahlbetonplatten infolge von Temperaturunterschieden", Bautechnik 1993, in Vorbereitung

## II Tragfähigkeit punktgestützter Platten unter Brandangriff

In diesem II. Berichtsteil wird über die Tragfähigkeit von punktgestützten Stahlbetonplatten gegenüber Durchstanzen unter Brandeinwirkung berichtet. Hierfür stehen 14 Brandversuche an Plattenausschnitten unter mittiger Punktlast zur Verfügung.

Da u.a. das Ziel verfolgt wird, Hinweise für eine rechnerische Abschätzung der Feuerwiderstandsdauer der Stützpunkte von Flachdecken zu geben, wird zunächst die Querkraft-Tragfähigkeit im Kaltzustand ermittelt, um hieraus auf den Abfall der Tragfähigkeit unter Brandeinwirkung und die hierfür maßgebenden Einflußgrößen schließen zu können.

Im Anschluß an diesen rechnerisch-theoretischen Berichtsteil folgt der eigentliche Versuchsbericht Teil III mit einer Darstellung der Ergebnisse und Meßwerte.

### 2.1 Ausgangsüberlegungen

Die Entwicklung von Bemessungsvorschlägen aufgrund von Vergleichen mit Versuchsergebnissen stößt erfahrungsgemäß oft auf Unklarheiten. Hier wird von folgenden Überlegungen ausgegangen:

Liegt eine ausreichend große Anzahl von anwendbaren Versuchsdaten vor, die mit entsprechenden Rechenwerten verglichen werden sollen, um die Rechnung zu "kalibrieren", ist davon auszugehen, daß sich das Streufeld der Versuchswerte statistisch um einen Mittelwert gruppiert. Konsequenterweise müssen dann auch die zum Vergleich herangezogenen Ansatzgleichungen von Mittelwerten der maßgebenden Parameter ausgehen. Ein gutes Beispiel hierfür ist der Vorschlag von *Remmel/Reineck* [2.1] zur Ermittlung der Schubbruchlasten:

$$V_u = c_m \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d_{(\text{mm})}}}\right) \cdot \sqrt[3]{\rho_{l, \%}} \cdot f_c \cdot b_w \cdot d \quad \text{Gl. (2.1)}$$

mit  $c_m = 0,17$  zur Beschreibung des Mittelwertes, Variationskoeffizient  $\sim 0,15$ .

Es wurde  $f_c$  und nicht  $f_{ck}$  eingeführt!

Im Bemessungsansatz wird demgegenüber meist der Bezug auf die 5 %-Fraktile der Versuchswerte sowie ein materialbezogener Teilsicherheitsbeiwert gefordert, z.B.  $\gamma_c = 1,5$ .

Im vorliegenden Beispiel wird angesetzt:

$$V_{Rd1} = c_{Rd1} \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d_{(mm)}}}\right) \cdot \sqrt[3]{\rho_{l,\%}} \cdot f_{ck} \cdot b_w \cdot d$$

mit  $c_{Rd1} = 0,17/1,5 = 0,11$

Kürzlich hat *Walraven* eine neue Auswertung von 105 Versuchen an nicht-schubbewehrten Balken vorgelegt und als Mittelwert

$$\tau_{Rd,m} = 0,15 \cdot f_c^{1/3} \cdot (1,6 - d) \cdot (1,2 + 0,4 \rho \%) \quad \text{Gl. (2.2)}$$

sowie als 5 %-Fraktile .

$$\tau_{Rd,5\%} = 0,12 \cdot f_c^{1/3} \cdot (1,6 - d) \cdot (1,2 + 0,4 \rho \%)$$

angegeben. Als Bemessungsansatz schlägt *Walraven* mit  $\gamma_c = 1,5$

$$\tau_{Rd} = 0,08 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot (1,6 - d) \cdot (1,2 + 0,4 \rho \%)$$

vor.

Der Übergang von  $f_c^{1/3}$  zu  $f_{ck}^{1/3}$  sollte jedoch durch  $\gamma_c = 1,5/1,1 = 1,35$  honoriert werden, was zu

$$\tau_{Rd} = 0,09 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot (1,6 - d) \cdot (1,2 + 0,4 \rho \%) \quad \text{Gl. (2.3)}$$

führt.

Diese Überlegungen sind deswegen hier von Bedeutung, weil der Ansatz im EC 2, Teil 1, zur Ermittlung der Grenzlaster für den Durchstanzbruch von den Grenzlaster für nicht-schubbewehrte Balken ausgeht. Der neue Vorschlag *Walraven* führt für  $\tau_{Rd}$  in den unteren Betongüteklassen zu identischen Werten mit den

Angaben in Bull. 180 [2.2] -  $\tau_{Rd} = 0,045 \cdot \sqrt{f_{ck} + 8}$  - und leitet ohne Knick in die Güteklassen > 50 über. Der DAfStb sieht die Einführung dieser verbesserten Werte  $\tau_{Rd}$  für den Schubnachweis an Balken und Platten ohne Schubbewehrung vor [2.8, 2.9].

Die folgende Tabelle zeigt eine Gegenüberstellung

Tabelle	$f_{ck}$	12	16	20	25	30	35	40	45	50	80
bisher:	$\tau_{Rd}$	0,18	0,22	0,26	0,30	0,34	0,37	0,41	0,22	0,48	-
neu:	$\tau_{Rd}$	0,20	0,22	0,24	0,26	0,28	0,30	0,31	0,32	0,33	0,39

## 2.2 Rechnerische Durchstanzlasten im Kaltzustand

Nach *Remmel* u. *Reineck* [2.1] kann der Mittelwert der Bruchlast gegen Schub nicht schubbewehrter Balken oder Platten mit Gl. (2.1) bis  $f_{ck} = 80$  relativ zuverlässig ermittelt werden. Auf das Durchstanzproblem übertragen ergibt sich

$$V_{u,R} = [0,17 \cdot (1 + \sqrt{\frac{200}{d_{(mm)}}}) \cdot \sqrt[3]{\rho_{l,\%}} \cdot f_c + 0,15 \sigma_{cp}] \cdot d \cdot u \quad (\text{Gl. 2.4})$$

Der Faktor 0,17 gilt als  $c_m$  und beschreibt den Mittelwert.

Vergleichsweise führt der neue Vorschlag von *Walraven* zu

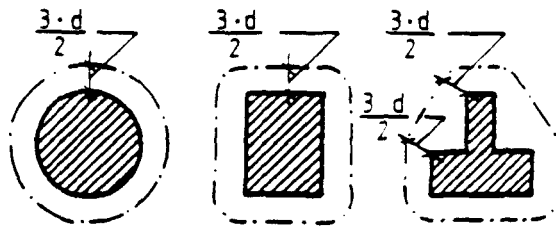
$$V_{u,R} = 0,15 \cdot f_c^{1/3} \cdot (1,6 - d) \cdot (1,2 + 0,4 \rho_{\%}) \cdot d \cdot u \quad (\text{Gl. (2.5)})$$

Die Unterschiede zur Lösung *Remmel* sind geringfügig und liegen innerhalb der möglichen Genauigkeitsgrenzen.

Eine ältere statistische Auswertung einer großen Zahl von Durchstanzversuchen - siehe Bild 2.1 - zeigte nun gegenüber der 1,5fachen Bemessungslast  $V_{Rd1}$  (mit "alten" Werten  $\tau_{Rd}$ ) nach EC 2, Teil 1, eine sehr große Streuung der Versuchs-Bruchlasten  $V_T$  mit einem Mittelwert von 1,66 und einer 5 %-Fraktile von

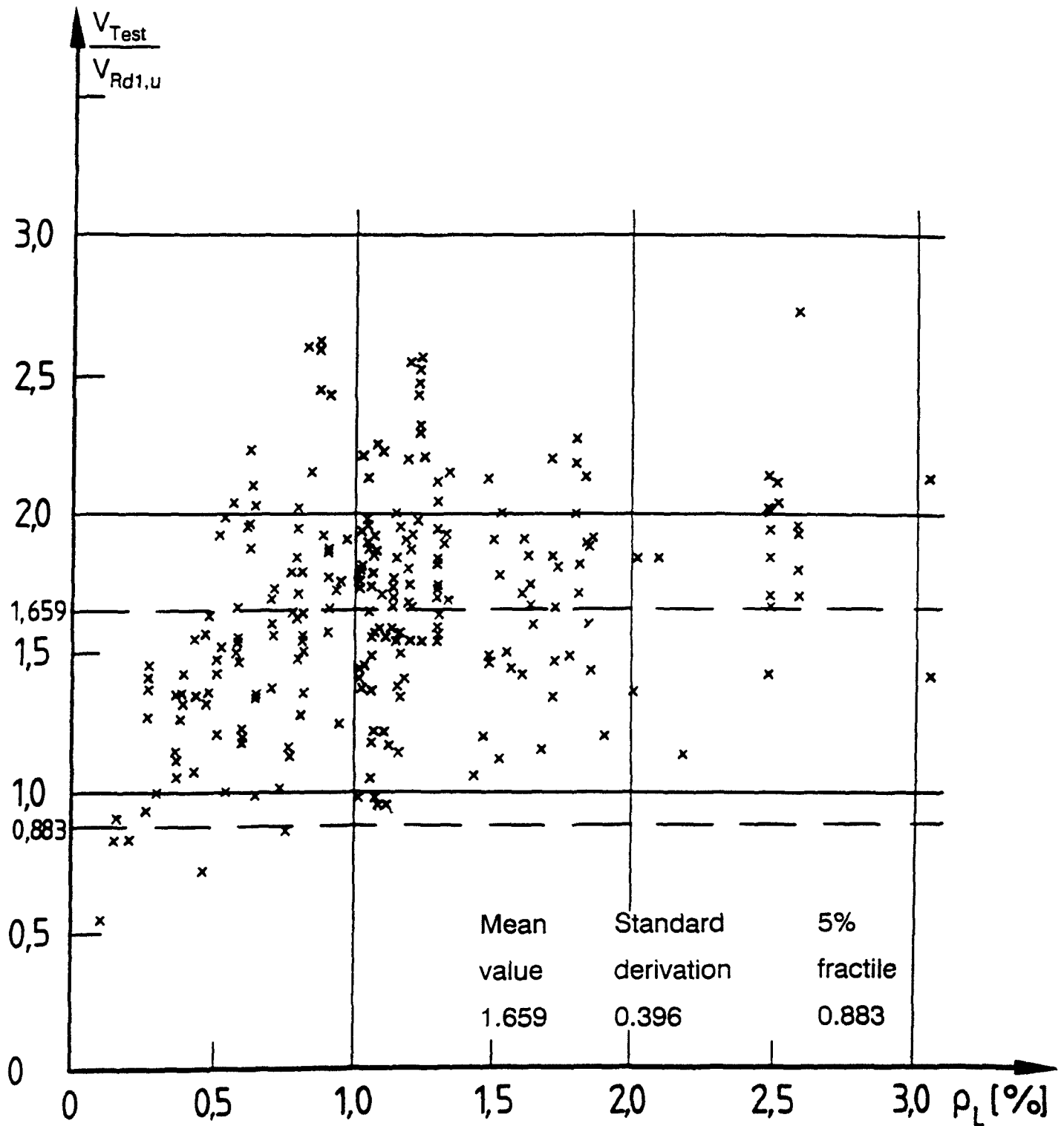
Bild 2.1

## Punching, flat slabs without shear reinforcement



$$V_{Rd1,u} = 1,5 \cdot \tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 0,4 \rho_L) \cdot u \cdot d$$

$$\rho_L \leq 1,5\%$$





0,88; allerdings liegen die Werte  $V_{Rd1}$  höher als die Ergebnisse der eingangs vorgestellten Ansätze für  $V_{Rd1}$ . Die großen Abweichungen zwischen den Versuchs-Bruchlasten  $V_T$  und den rechnerischen Bruchlasten  $1,5 \cdot V_{Rd1}$  rühren offensichtlich daher, daß die rechnerischen Bruchlasten der 5 %-Fraktile entsprachen, der kritische Umfang  $u$  tatsächlich und daher auch im Versuch größer ist als nach EC 2, Teil 1 vorgegeben und Versuchsergebnisse an Platten mit nur wenigen Zentimetern Dicke berücksichtigt wurden, die i.a. zu überhöhten Werten führen.

Angesichts dieser Feststellungen ist es daher erforderlich, die rechnerischen Bruchlasten  $V_{U,R}$  nach Gl. (2.4) an Versuchsbruchlasten  $V_T$  mit etwa 20 cm dicken Stahlbeton-Platten zu kalibrieren, um mit wirklichkeitsnahen Voraussetzungen Aussagen über den auf Mittelwerten beruhenden Verhältniswert  $V_T/V_{U,R}$  zu erhalten. Die Versuchswerte der folgenden Tabelle Bild 2.2 wurden aus Heft 371 des DAfStb [2.3] entnommen.

$V_{U,R}$  wurde nach Gl. (2.4) mit  $u$  nach EC 2, Teil 1 ermittelt, wobei  $u = (4a + 3,0 \cdot d \cdot \pi)$  bei Stützen mit quadratischem und  $u = (\phi + 3 \cdot d)\pi$  bei Stützen mit Kreisquerschnitt gesetzt wurde.

Der Durchmesser eines im Umfang dem Quadrat äquivalenten Kreisquerschnitts ergibt sich zu  $\phi = 4 \cdot a/\pi$ .

Die Auswertung der Tabelle Bild 2.2 führt für  $n = 21$  zu  $V_T/V_{UR} = 36,7/21 = 1,75$ ; Variationskoeffizient = 0,35.

Die rechnerischen Bruchlasten  $V_{U,R}$  mit  $u$  nach EC 2, Teil 1 sind somit erheblich kleiner als die Bruchlasten im Versuch.

Zur Berechnung der mittleren Kalt-Bruchlasten gegenüber Durchstanzen wäre somit Gl. (2.4) wie folgt mit  $0,17 \cdot 1,75 \approx 0,30$  umzuformen:

$$V_{U,R} = 0,30 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d_{(\text{mm})}}}\right) \cdot \sqrt[3]{\rho_{l,\%}} \cdot f_c \cdot d \cdot u \quad \text{Gl. (2.4a)}$$

An dieser Stelle ist darauf hinzuweisen, daß der Tragfähigkeitsnachweis gegenüber Durchstanzen unter Bezug auf eine gleichmäßig über die zylindrische Fläche  $d \cdot u$  verteilte Schubspannung  $\tau_{Rd}$  dem wirklichen Trag- und Bruchmechanismus nicht nahekommt. Nachweise dieser Art sind zwar nahezu in

Tabelle Bild 2.2: Ermittlung der rechnerischen Durchstanz-Bruchlasten  $V_{U,R}$  nach Gl. (2.4) und Kalibrierung an den Versuchswerten  $V_T$

$$V_{U,R} = [0,17 \cdot (1 + \sqrt{\frac{200}{d_{\text{mm}}}}) \cdot \sqrt[3]{\rho_1\%} \cdot f_c + 0,15 \sigma_{cp}] \cdot d \cdot u$$

Versuch Nr.	$V_T$ MN	$d$ m	$\rho_1$ %	$\beta_c$ N/mm <sup>2</sup>	$c$ m	$u$ m	$V_{uR}$ MN	$V_T/V_{u,R}$	$V_{UR} \cdot 1,78$
663	1,04	0,29	0,21	23,5	0,3/0,3	3,94	0,602	1,73	1,07
664	1,49	0,29	0,43	23,5	0,3/0,3	3,94	0,767	1,95	1,37
665	2,03	0,29	0,64	28,1	0,3/0,3	3,94	0,930	2,18	1,56
666	1,87	0,29	0,87	24,1	0,3/0,3	3,94	0,982	1,90	1,75
667	1,77	0,29	0,50	25,9	0,3/0,3	3,94	0,833	2,13	1,48
668	2,05	0,29	0,78	25,3	0,3/0,3	3,94	0,960	2,13	1,71
669	2,03	0,29	0,81	24,3	0,3/0,3	3,94	0,960	2,11	1,71
670	1,85	0,29	0,83	24,8	0,3/0,3	3,94	0,974	1,90	1,73
671	0,86	0,29	0,28	28,1	0,15/0,15	3,34	0,600	1,44	1,07
672	2,37	0,29	0,43	28,7	0,45/0,45	4,64	0,965	2,46	1,72
673	2,23	0,37	0,33	29,4	0,30/0,30	4,75	1,12	2,00	2,00
674	3,12	0,45	0,39	26,2	0,30/0,30	5,45	1,51	2,07	2,69
676	2,37	0,29	0,86	30,6	0,30/0,30	3,94	1,06	2,04	1,89
680	1,60	0,29	0,656	23,0	0,30/0,30	3,94	0,88	1,82	1,57
681	1,38	0,29	0,656	24,7	0,30/0,30	3,94	0,900	1,53	1,60
682	1,14	0,29	0,656	27,1	0,20/0,20	3,53	0,83	1,38	1,48
48	0,20	0,114	0,48	47,6	0,25/0,25	2,07	0,264	0,76	0,47
49	0,33	0,114	1,0	47,7	0,25/0,25	2,07	0,336	0,98	0,60
50	0,505	0,114	2,0	43,9	0,25/0,25	2,07	0,416	1,21	0,74
52	0,58	0,114	3,0	50,5	0,25/0,25	2,07	0,495	1,17	0,88
679	5,334	0,76	0,248	21,7	0,45/0,45	8,96	3,08	1,73	5,48
								$\Sigma$ 36,7	

$$V_T/V_{U,R} = 36,7/21 = 1,75$$

$$\text{Variationskoeffizient} = 0,35$$

allen nationalen Normen zu finden, beruhen aber auf empirischen Ansätzen und werden vermutlich wegen ihrer Einfachheit und Anschaulichkeit bevorzugt. Werden jedoch wesentliche Kenngrößen wie  $\tau_{Rd}$  in solch einem Ansatz geändert, ergeben sich u.U. unerwünschte Konsequenzen.

Im vorliegenden Falle wurden die in EC 2, Teil 1, Tab. 4.8 angegebenen  $\tau_{Rd}$ -Werte erheblich verkleinert, weil ein Fehler in ihrer Ableitung entdeckt wurde. Dies wirkt sich auf den Durchstanz-Nachweis so ungünstig aus, daß zur Vermeidung unnötig niedriger Werte  $V_{Rd1}$  im Durchstanznachweis die neuen Werte  $\tau_{Rd}$  mit dem Faktor 1,20 vergrößert werden dürfen [2.8, 2.9].

Im Zusammenhang mit dem Tragfähigkeitsnachweis gegenüber Durchstanzen in EC 2, Teil 1 ist ferner festzustellen:

Umfangreiche Untersuchungen [2.3] (Heft 371, DAfStb) haben gezeigt, daß der Beitrag einer lotrechten Bügelbewehrung zur Tragfähigkeit gegen Durchstanzen im Mittel nicht mit der von der Schubbewehrung aufnehmbaren maximalen Zugkraft übereinstimmt, sondern nur

$$0,125 \cdot A_{sw} \cdot f_y \quad \text{Gl. (2.6)}$$

beträgt. Schrägstäbe ergeben im Mittel

$$0,25 \cdot A_{sw} \cdot f_y \cdot \sin \alpha \quad \text{Gl. (2.7)}$$

Der Grund hierfür ist zunächst darin zu sehen, daß sich die Schubbewehrung nicht gleichzeitig mit dem Betonquerschnitt an der Lastaufnahme beteiligt und Schrägstäbe den Bruchriß besser "zusammenhalten" als lotrechte Bügel (vergl. Bilder 2.3, entnommen aus [2.3]). Es ergeben sich somit berechtigte Zweifel, ob eine wirklichkeitsnahe Ermittlung der Kaltbruchlasten schubbewehrter Platten nach EC 2, Teil 1, Gl. (4.58) unter Bezug auf die unverminderte, vertikale Zugkraftkomponente  $A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot \sin \alpha$  in der Schubbewehrung angezeigt ist.

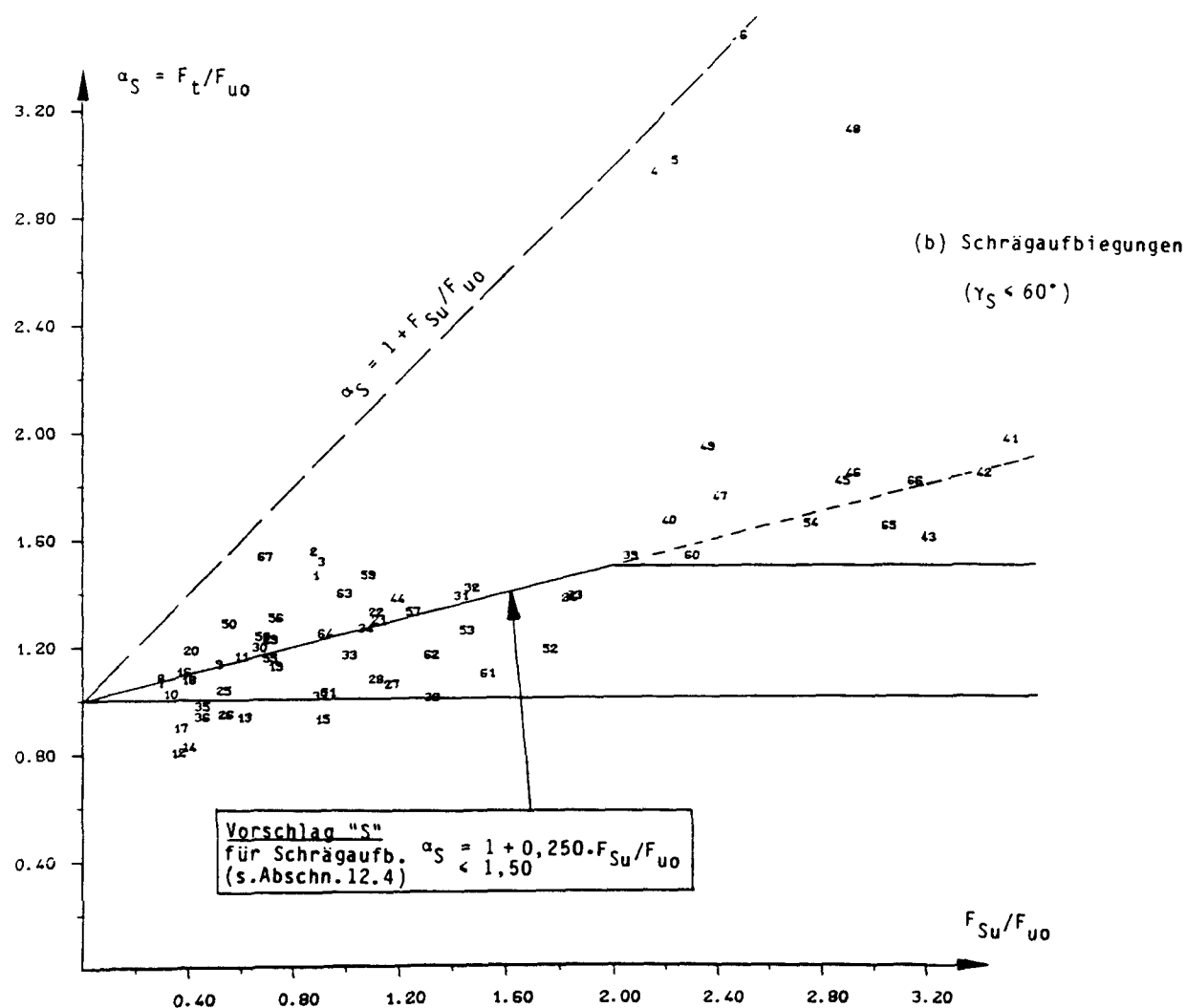
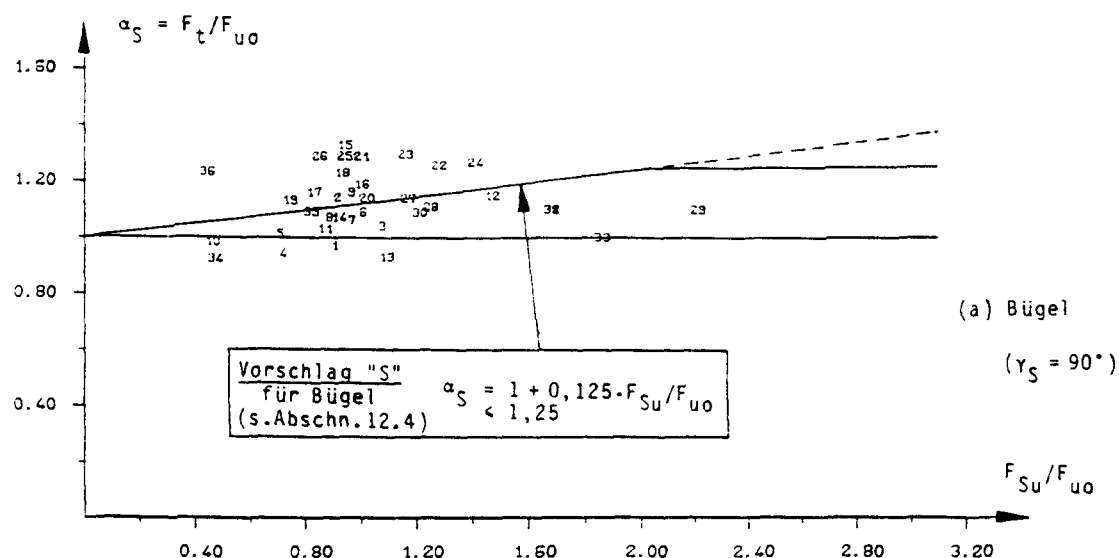


Bild 2.3: Tragfähigkeitssteigerung  $\alpha_S = F_t/F_{u0}$  schubbewehrter Platten nach [2.3]  
Die Versuche sind durch die angegebenen Versuchsnummern gekennzeichnet.

$F_t$  = im Versuch gemessene Bruchlast  
 $F_{u0}$  = rechnerische Bruchlast für den Grundfall des Durchstanzens ohne Schubbewehrung  
 $F_{Su} = A_S \cdot \beta_S \cdot \sin \gamma_S$

Nun besteht naturgemäß auch die Möglichkeit, die Kalt-Traglasten punktgestützter Platten gegenüber Durchstanzen unmittelbar zu berechnen. Die älteste Lösung und zugleich die genaueste wurde von *Kinnunen-Nylander* [2.4, 2.5] vorgelegt. Weitere Lösungsansätze sind in [2.7] zu finden. Nachfolgend wurde auf einen Bericht von *W. Schaeidt et al.* [2. 6] zurückgegriffen, in welchem die in [2.4] veröffentlichte Lösung praxisgerecht aufbereitet wird.

Nach [2.4] und [2.6] ergibt sich die Durchstanzlast  $V_{U,R}$  in Abhängigkeit von der Beton-Druckfestigkeit und den geometrischen Abmessungen zu

$$V_{U,R} = 1,1 \cdot \pi \cdot \varphi \cdot d^2 \cdot (y/d) \frac{1 + 2/\varphi \cdot (y/d)}{1 + 1/\varphi \cdot (y/d)} \cdot \sigma_K \cdot f(\alpha) \quad \text{Gl. (2.8)}$$

(Bezeichnungen siehe Bild 2.4 b)

Hierin bedeutet

$\varnothing$  = Stützendurchmesser  $\varphi \cdot d$

$y$  = Höhe der "gedrückten Kegelschale" (vergl. Bild 2.4)

Für die weitere Rechnung wird benötigt (vgl. Bild 2.4):

$\delta$  =  $D/d$  mit  $D \approx 0,44 L$  bzw. Durchmesser des im Versuch gewählten Platten-ausschnitts

$$E_c = 10^5 \cdot (0,35 + 0,3 \cdot f_{\text{cube}}/15,0) \text{ in } \text{kp/cm}^2 \quad \text{Gl. (2.9)}$$

Der Elastizitätsmodul des Betons wird hier als linear angenommen und beschreibt im  $\sigma/\varepsilon$ -Diagramm die Neigung einer Sehne vom Ursprung zum Scheitel.

Der Wert  $\sigma_K$  beschreibt die Festigkeit des Betons im Bereich der gedrückten Kegelschale unter mehrachsiger Beanspruchung und wird für

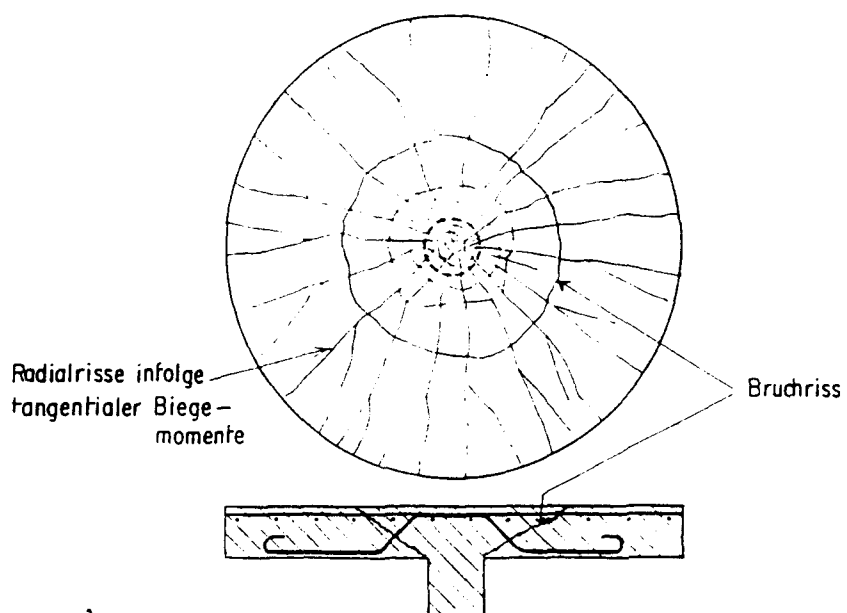
$$0 < \varphi < 2: \sigma_K = 825 \cdot 10^{-5} \cdot (1 - 0,22 \varphi) \cdot E_c \text{ in } \text{kp/cm}^2 \text{ bzw.} \quad \text{Gl. (2.10a)}$$

$$\varphi \geq 2: \sigma_K = 460 \cdot 10^{-5} \cdot E_c \quad \text{Gl. (2.10b)}$$

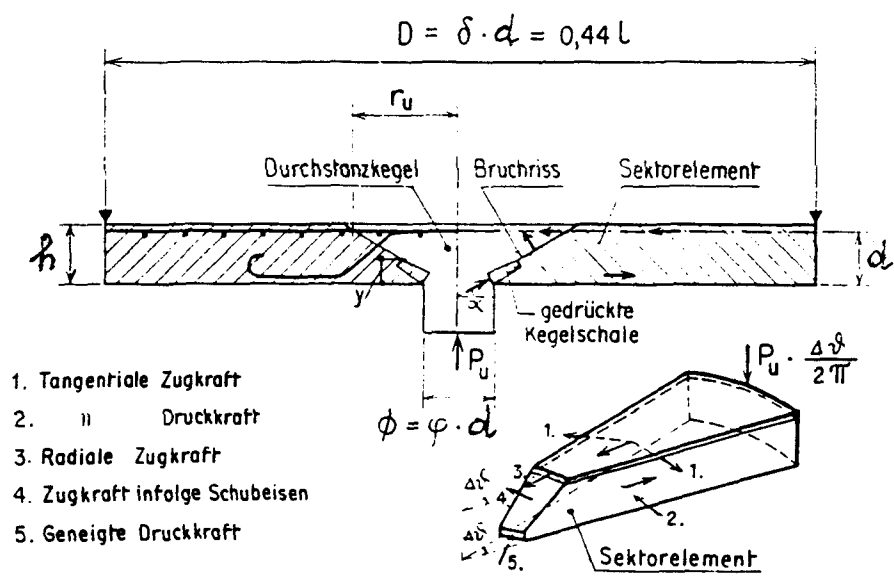
$f(\alpha)$  faßt die aus der Gleichgewichtsbedingung resultierenden trigonometrischen Funktionen zusammen:

$$f(\alpha) = \frac{\text{tg } \alpha \cdot (1 - \text{tg } \alpha)}{1 + \text{tg}^2 \alpha}$$

und kann aus einem Diagramm in Abhängigkeit von  $\delta$  und  $\varphi$  entnommen werden (Bild 2.5).



a) Schematische Darstellung des Rissbildes im Stützenbereich einer Flachdecke.



b) Modell zur Erklärung des Durchstanzens nach Kinnunen und Nylander.

Bild 2.4: a) Schematische Darstellung des Rissbildes im Stützenbereich einer Flachdecke  
b) Modell zur Erklärung des Durchstanzens nach Kinnunen und Nylander

Gl. (2.8) berücksichtigt somit unmittelbar den mehrachsigen rotationssymmetrischen Beton-Spannungszustand im Bereich der gedrückten Kegelschale sowie das Verhältnis von Stützendurchmesser und Plattendicke. Die Größe  $y$  ist abhängig von Beton-Druckfestigkeit, Bewehrungsgehalt und Stahlfließgrenze; es liegt daher nahe,  $y$  als Funktion des mechanischen Bewehrungsgrades  $\omega = \rho \cdot f_y / f_c$ , bezogen auf die statische Nutzhöhe  $d$ , aufzufassen. Diese Funktion ist als Ergebnis eigener zahlreicher Vergleichsrechnungen in Bild (2.6) dargestellt; Bild 2.7 kann als Rechenhilfe dienen.

Auf diesen Grundlagen wurden dieselben Versuche nachgerechnet, die auch schon in Tabelle Bild (2.2) genutzt wurden; die Ergebnisse sind in Tabelle Bild (2.8) zusammengefaßt.

Die Verhältnismerte  $V_T/V_{U,R}$  zeigen einen Mittelwert von 1,0 bei einem Variationskoeffizienten von 0,12; die Lösung nach [2.6] anhand von Gl. (2.8) ist somit vergleichsweise genauer als die Lösung mit Gl. (2.1). Die Rechenwerte nach Gl. (2.1) wurden zum Vergleich als letzte Spalte in Tabelle Bild (2.8) wiedergegeben.

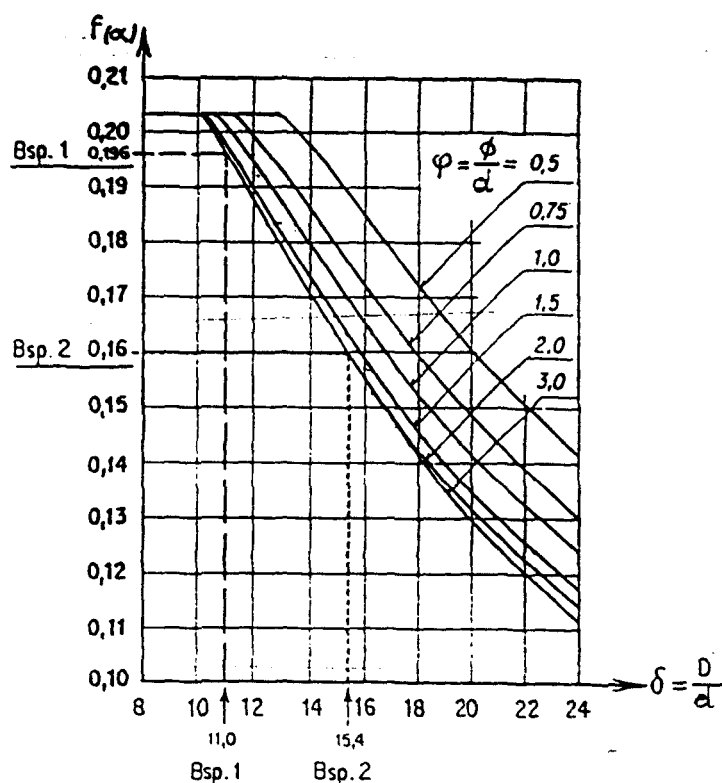


Bild 2.5: Graphische Darstellung von  $f(\alpha)$  in Funktion der bezogenen Stützenbreite  $\varphi$  und des bezogenen Plattendurchmessers  $\delta$ . [2.6]

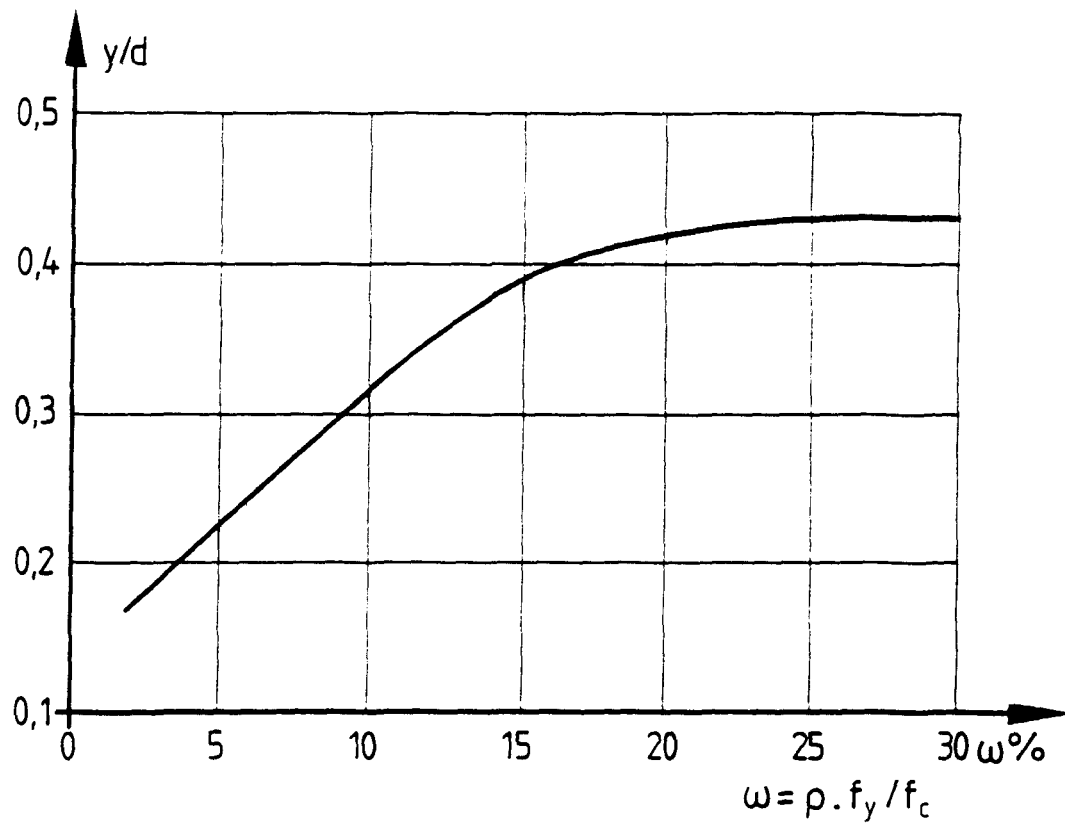


Bild 2.6: Rechenhilfe zur Auswertung von Gl. (2.8)

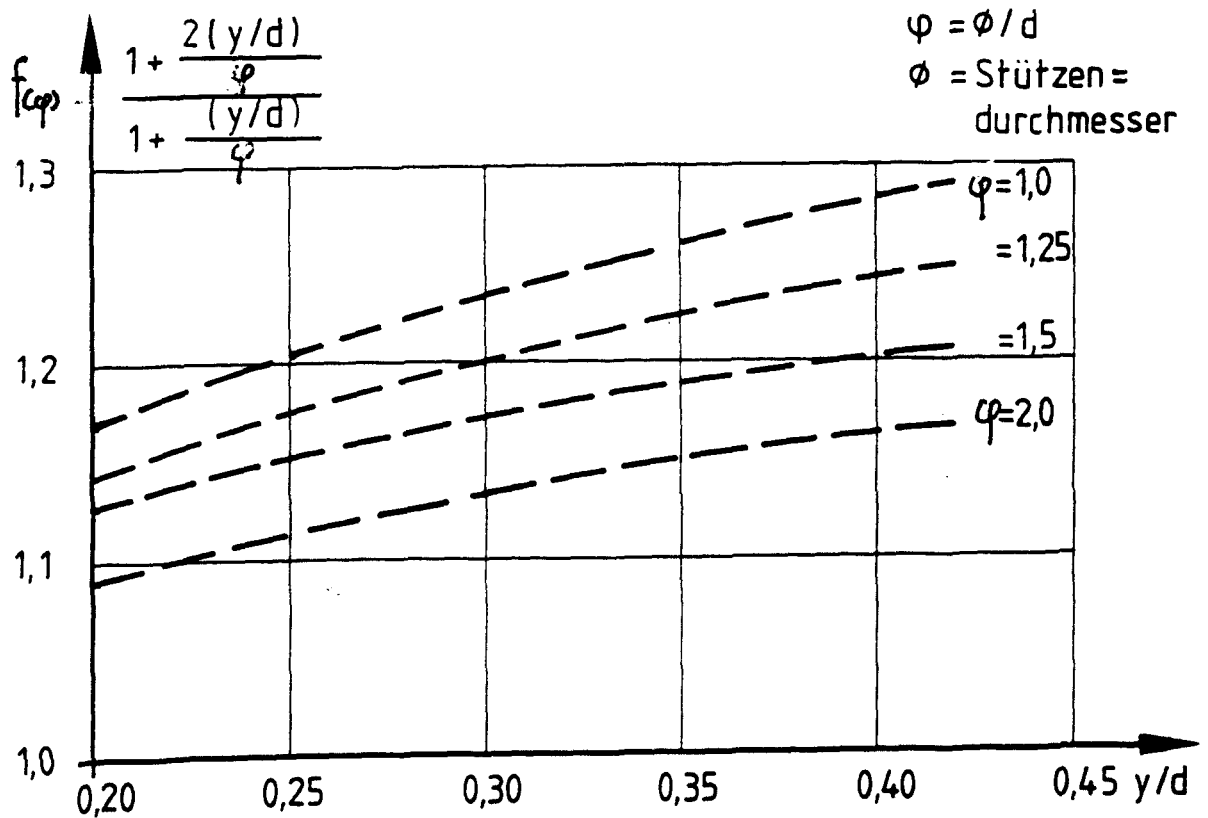


Bild 2.7: Rechenhilfe zur Auswertung von Gl. (2.8)



$$V_{U,R} = 1,1 \cdot \pi \cdot \varphi \cdot d^2 \cdot y/d \cdot f_{(\varphi)} \cdot \sigma_K \cdot f_{(\alpha)} \quad (Gl. 2.8)$$

Bez. nach Bild 2.4 b

Vers. Nr.	$\varnothing$	d	$\varphi = \frac{\varnothing}{d}$	$f_{(\varphi)}$ 1)	L	$\delta=L/d$	$f_{(\alpha)}$ 2)	$f_w$	$f_c$	$\rho$	$f_y$	$\omega = \rho \cdot f_y / f_c$	$E_c$ 3)	$y/d$ 4)	$\sigma_K$	$V_T$	$V_{U,R}$	$V_T/V_{U,R}$	$\Delta$	$V_{U,R}$ n.Gl.(2.4)
-	cm	cm	-	-	cm	-	-	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	%	N/mm <sup>2</sup>	-	N/mm <sup>2</sup>	-	N/mm <sup>2</sup>	MN	MN	-	MN	MN
663	38	29	1,31	1,0	150	5,2	0,204	38,3	23,5	0,21	444	4,0	1,12	0,20	65,5	1,04	1,02	1,02	0,02	1,07
664	38	29	1,31	1,10	150	5,2	0,204	38,3	23,5	0,43	443	7,9	1,12	0,28	65,5	1,49	1,57	0,95	0,05	1,37
665	38	29	1,31	1,13	150	5,2	0,204	33,9	28,1	0,64	407	9,2	1,03	0,38	60,2	2,03	1,58	1,29	0,29	1,56
666	38	29	1,31	1,18	150	5,2	0,204	29,0	24,1	0,87	387	14,0	0,93	0,37	54,4	1,87	1,84	1,02	0,02	1,75
667	38	29	1,31	1,10	150	5,2	0,204	31,2	25,9	0,50	477	9,2	0,98	0,30	57,2	1,77	1,47	1,20	0,20	1,48
668	38	29	1,31	1,18	150	5,2	0,204	30,5	25,3	0,78	449	13,8	0,96	0,37	56,1	2,05	1,94	1,06	0,06	1,71
669	38	29	1,31	1,185	150	5,2	0,204	29,3	24,3	0,81	455	15,2	0,93	0,39	54,4	2,03	1,96	1,03	0,03	1,71
670	38	29	1,31	1,16	150	5,2	0,204	29,9	24,8	0,83	387	13,0	0,96	0,36	56,1	1,85	1,83	1,01	0,01	1,72
671	19	29	0,65	1,04	150	5,2	0,204	33,9	28,1	0,28	564	5,6	1,03	0,23	72,5	0,86	0,67	1,28	0,28	1,07
672	57	29	1,96	1,18	150	5,2	0,204	34,6	28,7	0,43	572	8,6	1,05	0,29	72,3	2,37	2,88	0,82	0,18	1,72
673	38	37,5	1,01	1,06	150	4,0	0,204	35,4	29,4	0,33	572	6,4	1,05	0,26	67,5	2,23	1,86	1,20	0,20	2,00
674	38	45	0,85	1,14	150	3,3	0,204	31,6	26,2	0,39	510	7,6	0,98	0,28	65,3	3,12	2,85	1,09	0,09	2,69
676	38	29	1,31	1,18	150	5,2	0,204	369,9	30,6	0,86	512	14,4	1,10	0,38	64,3	2,37	2,24	1,06	0,06	1,89
680	38	29	1,31	1,17	180	6,2	0,204	27,7	23,0	0,66	439	12,6	0,90	0,35	52,5	1,60	1,68	0,95	0,05	1,57
681	38	29	1,31	1,16	180	6,2	0,204	29,8	24,7	0,66	449	12,0	0,94	0,34	55,0	1,38	1,69	0,82	0,18	1,60
682	25	29	0,88	1,15	180	6,2	0,204	32,6	27,1	0,66	449	11,0	0,95	0,33	63,5	1,14	1,20	0,95	0,05	1,48
48	32	11,4	2,8	1,09	183	16,0	0,156	57,3	47,6	0,48	321	3,2	1,50	0,18	69,0	0,20	0,24	0,83	0,17	0,47
49	32	11,4	2,8	1,09	183	16,0	0,156	57,5	47,7	1,0	303	6,3	1,50	0,24	69,0	0,33	0,35	0,94	0,06	0,60
50	32	11,4	2,8	1,12	183	16,0	0,156	52,6	43,9	2,0	341	15,5	1,50	0,35	71,0	0,51	0,58	0,88	0,12	0,74
52	32	11,4	2,8	1,20	183	16,0	0,156	60,8	50,5	3,0	325	19,3	1,57	0,40	72,2	0,58	0,68	0,85	0,15	0,88
679	57	76	0,74	1,06	300	3,9	0,204	26,1	21,7	0,25	444	5,1	0,87	0,22	59,6	5,33	4,28	1,25	0,25	5,48

1)  $f_{(\varphi)} = \frac{1 + 2/\varphi \cdot (y/d)}{1 + 1/\varphi \cdot (y/d)}$ , Bild 2.7

3)  $E_c = (0,35 + 0,3 \frac{f_w}{15}) \cdot 10^4$

2)  $f_{(\alpha)}$  aus Bild 2.5

4)  $y/d = f_{(\alpha)}$ , Bild 2.6

Mittelwert  $21,3/21 = 21,30$

Var. Koeff.  $\approx 0,12$

Tabelle 2.8

2/13

### 2.3 Berechnung der Kalt-Traglasten der Brandversuchs-Platten und Gegenüberstellung mit den Bruchlasten unter Brandeinwirkung

Die Untersuchungen in Abschnitt 2.2 wurden erforderlich, um die als Ausgangswerte benötigten Kalt-Traglasten  $V_{U,R}$  der 14 Platten-Versuchskörper zu ermitteln. Tabelle Bild (2.9) zeigt die Ergebnisse einschließlich der Bruchlasten  $V_{T,F}$  im Brandversuch, die dem später folgenden, eingehenden Versuchsbericht vorgreifend schon hier eingeführt werden. Zu beachten ist, daß der Beitrag einer Schubbewehrung hier nach [2.3] und Gl. (2.6) nur mit  $0,125 \cdot A_{sw} \cdot f_y$  berücksichtigt wurde.

Die Verhältnismerte  $V_{T,F}/V_{U,R}$  wurden in Bild 2.10 dargestellt. Eine einigermaßen plausible Tendenz mit abfallenden Werten  $V_{T,F}/V_{U,R}$  bei zunehmender Branddauer ist weitgehend nur bei einem Bewehrungsverhältnissen  $\rho_1 = 1,54\%$  zu erkennen. Bei Versuchen mit  $\rho_1 = 0,56\%$  gerät in der Regel die Biegebewehrung gegen Versuchsende in den Fließbereich, ohne allerdings drastische Tragfähigkeitsverluste zu verursachen. Die Gründe für diese Beobachtungen dürften darin zu suchen sein, daß die Ausnutzung der Festigkeit der Biegedruckzone bei niedriger Bewehrung ebenfalls niedrig ist und Festigkeitsminderungen durch Hochtemperatur wenig Einfluß auf die Tragfähigkeit haben, während sich bei hoher Biegebewehrung die Minderung der Festigkeit der Biegedruckzone deutlich auswirkt.

Die bei einigen Versuchen durchgeführten Laststeigerungen während der ersten 30 Minuten der Brandbelastung haben in Einzelfällen zu einer deutlichen Verkürzung der Feuerwiderstandsdauer geführt, wenn die Ausgangslast im Vergleich zur Grenzlaster nach EC 2, Teil 1 zu hoch angesetzt wurde. Bild 2.11 zeigt den Versuchsablauf. Der Beitrag einer Schubbewehrung zur Traglast ist kaum spürbar.

Tabelle Bild 2.9:  $V_{U,R} = 1,1 \cdot \pi \cdot \varphi \cdot d^2 \cdot (y/d) \cdot \frac{1 + 2/\varphi \cdot (y/d)}{1 + 1/\varphi \cdot (y/d)} \cdot \sigma_K \cdot f_{(\alpha)}$  Gl. (2.8)

Bez. nach Bild 2.4 b

Vers. Nr.	$\phi$	d	$\varphi = \phi/d$	$f_{(\varphi)}$	L	$\delta = L/d$	$f_{(\alpha)}$	$f_w$	$f_c$	$\rho$	$f_y$	$\omega$	$E_c$ <sup>3)</sup>	$y/d$ <sup>4)</sup>	$\sigma_K$	$V_{U,R}$	$\Delta$ Schubbewehrung	$V_{U,R}$	$V_{T,F}$	$V_{T,F}/V_{U,R}$	F
-	cm	cm	-	- <sup>1)</sup>	cm	-	- <sup>2)</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	%	N/mm <sup>2</sup>	-	N/mm <sup>2</sup>	-	N/mm <sup>2</sup>	MN	MN <sup>5)</sup>	MN	MN	-	Min
1	32	16,7	1,9	1,12	220	13	0,185	55	46	0,56	507	6,2	1,45	0,26	69	0,676	-	0,68	0,492	0,72	120
2	32	16,7	1,9	1,12	220	13	0,185	55	46	0,56	507	6,2	1,45	0,26	69	0,676	0,031	0,71	0,475	0,67	120
3	32	16,7	1,9	1,21	220	13	0,185	61	51	1,54	590	17,8	1,57	0,41	75	1,260	-	1,26	0,55	0,44	27
4	32	16,7	1,9	1,21	220	13	0,185	61	51	1,54	590	17,8	1,57	0,41	75	1,260	0,047	1,31	0,81	0,62	17
5	32	16,7	1,9	1,17	220	13	0,185	42	35	1,54	590	26,0	1,19	0,42	57	0,95	-	0,95	0,386	0,40	90
6	32	16,7	1,9	1,17	220	13	0,185	42	35	1,54	590	26,0	1,19	0,42	57	0,95	-	0,95	0,380	0,40	90
7	32	16,7	1,9	1,08	220	13	0,185	63	52	0,56	507	5,5	1,61	0,23	92	0,780	-	0,78	0,500	0,64	29
8	32	16,7	1,9	1,20	220	13	0,185	63	52	1,54	530	15,7	1,61	0,40	92	1,49*)	-	1,49*	0,568*)	0,38 *)	70
9	32	16,7	1,9	1,12	220	13	0,185	53	44	0,56	555	7,1	1,41	0,26	67	0,667	-	0,67	0,410	0,61	90
10	32	16,7	1,9	1,12	220	13	0,185	53	44	0,56	555	7,1	1,41	0,26	67	0,667	0,031	0,71	0,460	0,65	22
A	32	12,0	2,6	1,12	220	18	0,142	49	41	1,75	560	24,0	1,33	0,42	61	0,53	-	0,53	0,345	0,65	14
B	32	12,0	2,6	1,12	220	18	0,142	49	41	1,75	560	24,0	1,33	0,42	61	0,53	-	0,53	0,360	0,68	8
C	32	12,0	2,6	1,12	220	18	0,142	47	39	1,75	560	25,0	1,29	0,42	59	0,51	-	0,51	0,26	0,51	> 120
D	32	12,0	2,6		220	18	0,142	47	39	1,75	560	25,0	1,29	0,42	59	0,51	-	0,51	0,26	0,51	> 120

1)  $f_{(\varphi)} = \frac{1 + 2/\varphi \cdot (y/d)}{1 + 1/\varphi \cdot (y/d)}$ , Bild 2.7

4)  $y/d = f_{(\omega)}$ , Bild 2.6

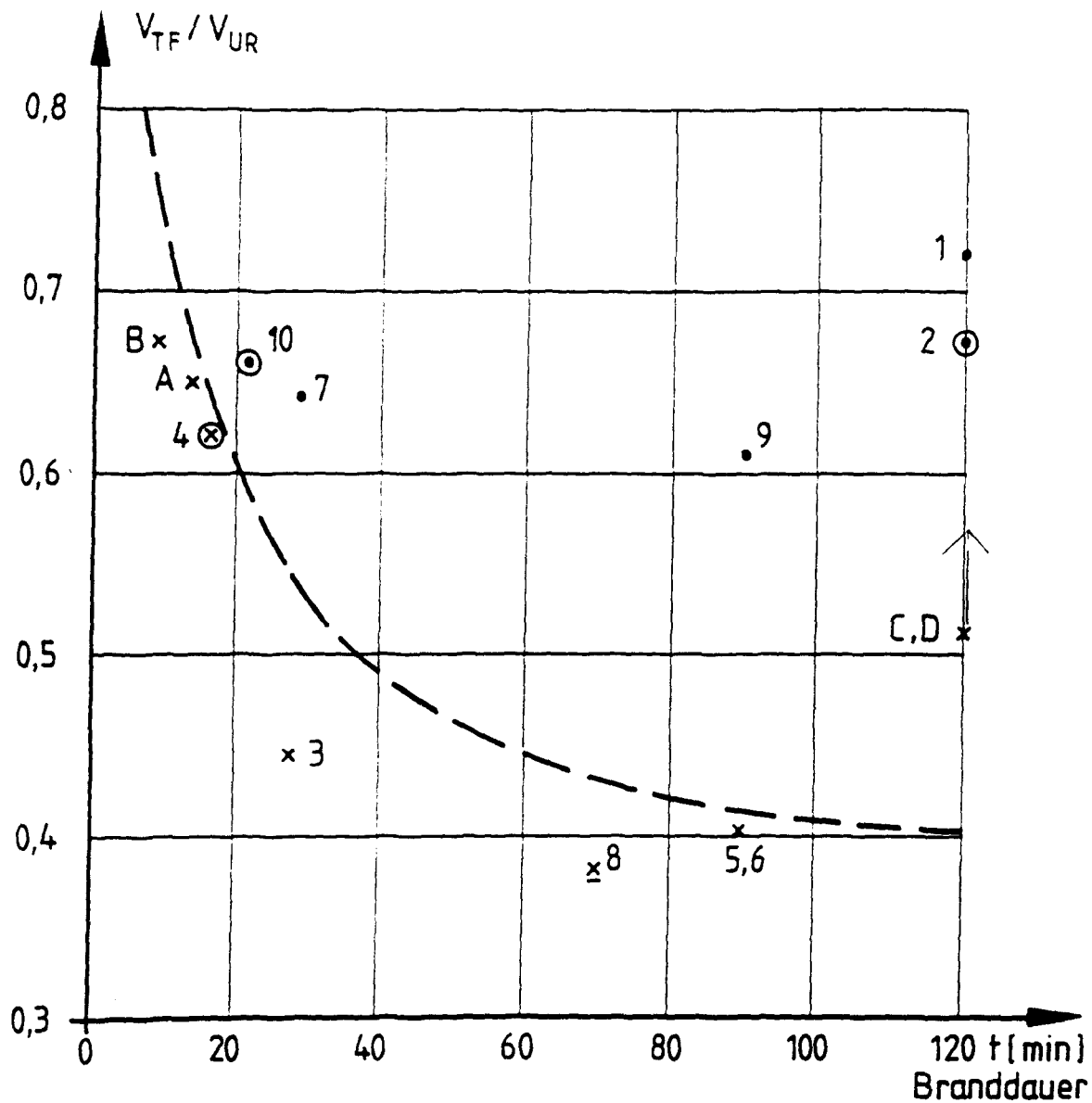
\*) mit Brandschutzplatte

2)  $f_{(\alpha)}$  siehe Bild 2.5

5)  $\Delta = 0,125 \cdot A_{sw} \cdot f_y$  gem. Gl. (2.6)

3)  $E_c = (0,35 + 0,3 \cdot \frac{f_w}{15,0}) \cdot 10^4$

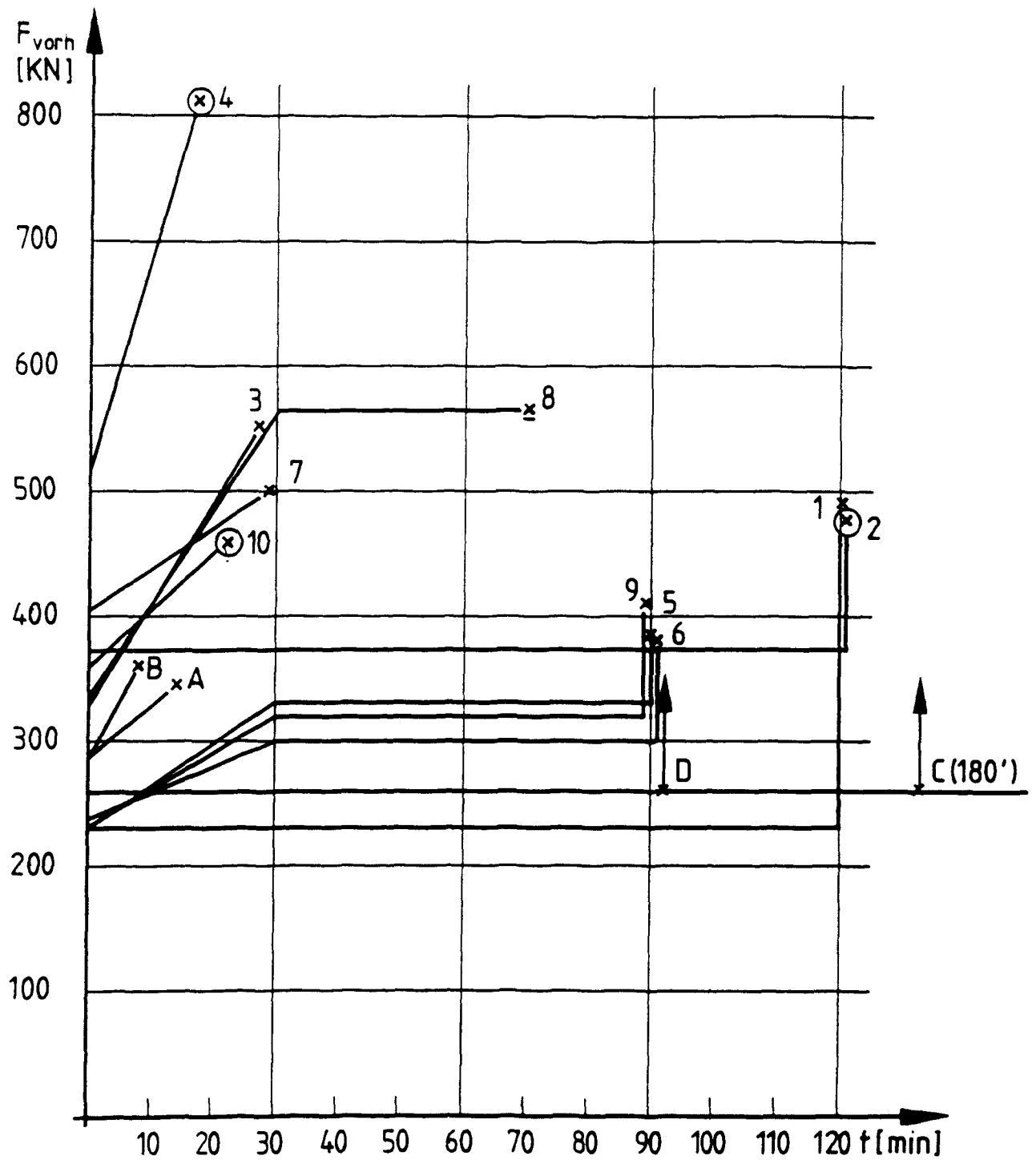
Bild 2.10: Verhältnismerte  $V_{TF}/V_{UR}$  (Versuch 8 mit Brandschutzplatte)



⊙ mit Schubbewehrung

x  $\rho = 1,54$  bzw.  $1,75$  %

•  $\rho = 0,56$  %



⊗ mit Schubbewehrung

Versuch A, B, C, D :  $h = 150\text{mm}$

± mit Brandschutzplatte  $d = 20\text{mm}$

Versuch 1-10 :  $h = 200\text{mm}$

Bild 2.11 Versuchsablauf

## 2.4 Brandverhalten von Flachdecken gegenüber Durchstanzen nach EC 2, Teil 10

2.4.1 Die Forderung in EC 2, Teil 10 nach Ermittlung des Brandverhaltens von Bauteilen mit Material-Sicherheitsbeiwerten  $\gamma_M = 1,0$  ist so zu verstehen, daß als Ausgangszustand der Bauteilwiderstand unter Bezug auf die Festigkeits-Mittelwerte der verwendeten Baustoffe anzusehen ist; dieser ursprüngliche Bauteilwiderstand wird unter Brandangriff in Abhängigkeit von Branddauer und Temperaturverlauf abgemindert. Die Feuerwiderstandsdauer eines bestimmten Bauteils wird als erreicht angesehen, wenn der Bauteilwiderstand bis auf etwa 70 % der mit  $\gamma_F$  ermittelten Bemessungsschnittgrößen  $V_{Sd}$  abgesunken ist.

Für die Ermittlung des Ausgangszustandes bietet sich der Ansatz für die Durchstanz-Bruchlast nach Gl. (2.8) an; für die zur Auswertung zur Verfügung stehenden Versuche sind die entsprechenden Werte  $V_{U,R}$  in Abschnitt II Tab. Bild 2.9 enthalten. Bei den Versuchen 2, 4 und 10 müssen die Traglastanteile der Schubbewehrung hinzugefügt werden.

Die zugeordneten Bemessungsschnittgrößen  $0,7 \cdot V_{Sd}$  können nicht unmittelbar angegeben werden; sie können aber als 70 %-Anteile der nach Gln. (2.12) bzw. (2.13) in Tabelle Bild 2.12 zusammengestellten Werte  $V_{Rd1}$  bzw.  $V_{Rd3}$  aufgefaßt werden, wobei allerdings der Beitrag der Schubbewehrung zur Traglast - Versuche 2, 4 und 10 - gegenüber dem Ansatz in EC 2, Teil 1 nur in abgeminderter Form - Gl. (2.13) - in Ansatz zu bringen ist [2.8, 2.9].

2.4.2 EC 2, Teil 1, Abschn. 4.3.4.5 regelt die Schubtragfähigkeit von nichtschubbewehrten, punktgestützten Stahlbetonplatten nach Gl. (4.56) mit

$$V_{Rd1} = \tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \rho_\ell) \cdot d \cdot u \quad \text{Gl. (2.11)}$$

Hier wurde jedoch angesichts der veränderten Grundlagen angesetzt:

$$\tau_{Rd} = 1,2 \cdot 0,09 \cdot f_{ck}^{1/3}; \text{ gegenüber Tab. 4.8 in EC 2, Teil 1, verbesserte Werte [2.8, 2.9]}$$

$$k = 1,6 - d < 1 \text{ mit } d \text{ in m, } d = (d_x + d_y)/2$$

$$\rho_\ell = \sqrt{\rho_{\ell x} \cdot \rho_{\ell y}} = \text{Bewehrungsgehalt mit } 0,5 < \rho_\ell \leq 1,5 \%$$

$$u = (4 \cdot a + 3,0 \cdot d \cdot \pi) \text{ bzw. } (\phi + 3,0 \cdot d) \pi \text{ bei Rundstützen}$$

Tabelle 2.13 (identisch mit den Tabellenwerten in Abschn. 2.1)

$f_{ck}$	12	16	20	25	30	35	40	45	50
$\tau_{Rd}=0,09 \cdot f_{ck}^{1/3}$	20	0,22	0,24	0,26	0,28	0,30	0,31	0,32	0,33

Für die Versuche 1 - 10 und A - D ergeben sich die in Tabelle Bild 2.12 zusammengestellten Bemessungslasten  $V_{Rd}$ ; der Beitrag der Schubbewehrung müßte nach EC 2, Teil 1, Gl. (4.58) mit

$$A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot \sin \alpha \quad \text{Gl. (2.12)}$$

angesetzt werden;  $A_{sw}$  betrug 4,52 cm<sup>2</sup> in den Versuchen 2 + 10 und 6,78 cm<sup>2</sup> im Versuch 4.

Es wurde aufgrund von Untersuchungen für den Kaltzustand [2.3] bereits darauf hingewiesen - siehe Gl. (2.5) und (2.6) -, daß der Beitrag der Schubbewehrung zur Traglast in EC 2, Teil 1 erheblich überschätzt wird. Voraussichtlich wird eine Reduktion auf

$$0,5 \cdot A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot \sin \alpha \quad \text{Gl. (2.13)}$$

eingeführt [2.9]. Tabelle Bild 2.12 sowie die Bilder 2.13 und 2.14 wurden entsprechend ergänzt. Der in Bild 2.14 wiedergegebene Versuchsablauf ist auf Tabelle 2.15 zahlenmäßig erläutert.

Vorsorglich wird hier darauf hingewiesen, daß zum Zeitpunkt der Abfassung dieses Berichtes die bauaufsichtliche Einführung der verbesserten Werte  $\tau_{Rd} = 1,2 \cdot 0,09 \cdot f_{ck}^{1/3}$  soeben erst vorbereitet wird; wie schon erläutert, zeigten sich bei der Ermittlung von  $V_{Rd1}$  nach EC 2, Teil 1 Gl. (4.56) zur Kennzeichnung der Schubtragfähigkeit nicht-schubbewehrter

punktgestützter Platten (Flachdecken) gegenüber deren tatsächlicher Tragfähigkeit wirklichkeitsferne und daher unwirtschaftliche Ergebnisse, weswegen eine Anhebung der  $\tau_{Rd}$ -Werte ausschließlich für den "Durchstanznachweis" um 20 % eingeführt wird [2.9]. Es zeigt sich, daß die Verhältnismerte  $V_{T,F}/V_{Rd}$  in Tab. 2.12 und Bild 2.13 den Wert 1,0 nicht unterschreiten. Dies bedeutet, daß auch bei erhöhten Werten  $\tau_{Rd} = 1,20 \cdot 0,09 \cdot f_{ck}^{1/3}$  zwischen  $0,7 V_{Sd} = 0,7 \cdot V_{Rd}$  und den Bruchlasten im Brandversuch ein Sicherheitsabstand von etwa  $0,3 V_{Rd}$  verbleibt, der zur Abdeckung von Steigerungen der Stützenlasten durch Zwanmgswirkungen im Brandfalle herangezogen werden kann. Von extrem ungünstig beanspruchten Stützen wie z.B. die erste innere Eckstütze abgesehen, reicht diese Traglastreserve von  $0,3 \cdot V_{Rd}$  im Regelfalle aus, um Laststeigerungen aus Brandeinwirkung aufzunehmen. [2.12]



Tabelle Bild 2.12: Bemessungsschnittgrößen nach EC 2, Teil 1

Versuch Nr.	$f_c$ N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{Rd}^{1)}$ N/mm <sup>2</sup>	$\rho_l$ %	$1,2+0,4 \cdot \rho_l$ -	$V_{Rd1}$ MN	Schubbew. MN <sup>2)</sup>	$V_{Rd3}$ MN	$V_{T,F}$ MN	$V_{T,F}/V_{Rd}$ -	$0,7 \cdot V_{Rd}$ MN
Versuche 1-10: $d = 0,167$ m, $k = 1,6-0,167 = 1,433$ , $u = (4 \cdot 0,25 + 3 \cdot 0,167 \pi) = 2,58$ m										
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	46	0,38	0,56	1,42	0,337	-	-	0,49	1,46	0,136
2	46	0,38	0,56	1,42	0,337	0,197	0,534	0,48	s.u.	s.u.
3	51	0,40	1,50 <sup>*)</sup>	1,8	0,440	-	-	0,55	1,25	0,308
4	51	0,40	1,50	1,8	0,440	0,294	0,734	0,81	s.u.	s.u.
5	35	0,35	1,50	1,8	0,386	-	-	0,39	1,00	0,270
6	35	0,35	1,50	1,8	0,386	-	-	0,38	0,98	0,270
7	52	0,41	0,56	1,42	0,358	-	-	0,50	1,40	0,251
8	52	0,41	1,50	1,8	0,455	-	-	0,57	1,25	0,318
9	44	0,38	0,56	1,42	0,337	-	-	0,41	1,22	0,236
10	44	0,38	0,56	1,42	0,337	0,197	0,534	0,46	s.u.	s.u.
Versuche A-D: $d = 0,12$ m, $k = 1,6-0,12 = 1,48$ , $u = (4 \cdot 0,25 + 3 \cdot 0,12 \pi) = 2,13$ m										
A	41	0,37	1,5 <sup>*)</sup>	1,8	0,253	-	-	0,35	1,36	0,177
B	41	0,37	1,5	1,8	0,253	-	-	0,36	1,42	0,177
C	39	0,37	1,5	1,8	0,253	-	-	-0,26	>1,03	0,177
D	39	0,37	1,5	1,8	0,253	-	-	-0,26	>1,03	0,177

Verbesserte Berücksichtigung der Schubbewehrung<sup>3)</sup> in den Versuchen 2, 4 und 10:

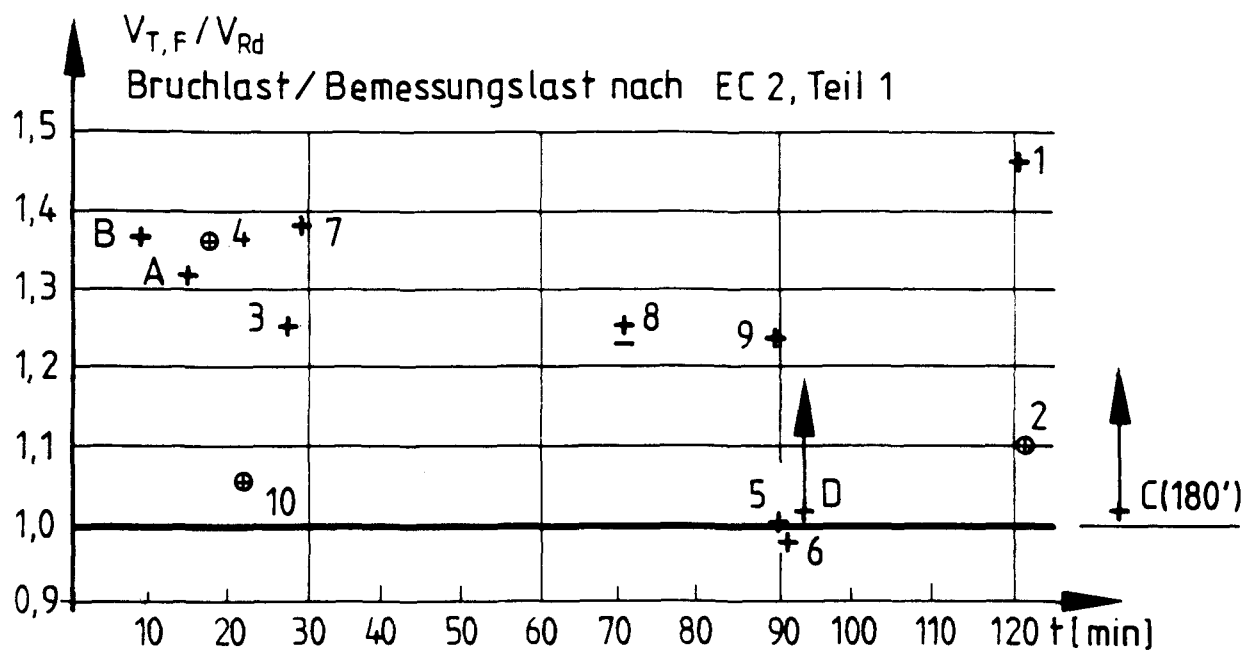
Versuch 2	0,337	0,099	0,436	0,48	1,10	0,306
Versuch 4	0,440	0,147	0,587	0,81	1,38	0,411
Versuch 10	0,337	0,099	0,436	0,46	1,05	0,306

1)  $\tau_{Rd} = 1,2 \cdot 0,09 \cdot f_{ck}^{1/3}$

2) gem. Gl. (2.12):  $V_{Rd3} = V_{Rd1} + \Sigma A_{sw} \cdot f_{yd}$

3) gem. Gl. (2.13):  $V_{Rd3} = V_{Rd1} + 0,5 \cdot \Sigma A_{sw} \cdot f_{yd}$

\*) Bewehrungsgehalte  $\rho_c > 1,5$  wurden nicht berücksichtigt.



- ⊗ mit Schubbewehrung nach EC 2 Teil 1 mit  $0,5 \cdot A_{sw} \cdot f_{yd}$
- ⊕ mit Brandschutzplatte,  $d = 20\text{mm}$
- + ohne Schubbewehrung

**Bild 2.13:** Verhältnis Bruchlast unter Brandeinwirkung zur Bemessungslast mit  $\tau_{Rd} = 1,2 \cdot 0,09 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot \frac{V_{T,F}}{V_{Rd}}$

eigentlich "Bild 2.14", s. Tabelle Seite 2/19!

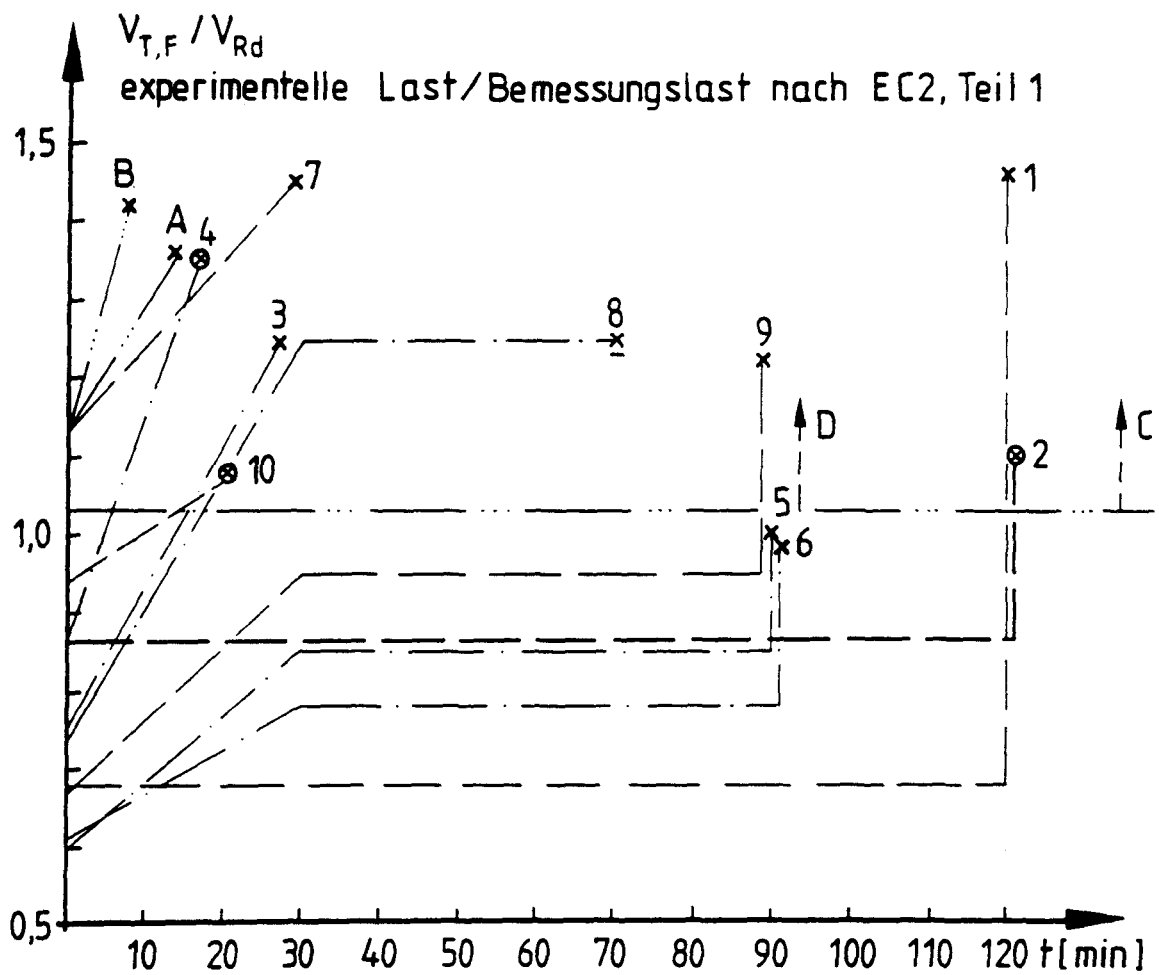


Bild 2.14 Versuchsablauf :

Bemessungslast  $R_d$  nach EC 2 Teil 1mit  $\tau_d = 1,2 * 0,09 * f_{ck}^{1/3}$  und

$$V_{Schub} = 0,5 * A_{sw} * f_{yd} * \sin \alpha$$

# Ergebnisse der Brandversuche- Übersicht

Tabelle 2.15

Versuchsbez.			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	A	B	C	D	Bemerkungen	
Baustoffe	$f_{c,CUBE}$	N/mm <sup>2</sup>	55	55	61	61	42	42	63	63	53	53		~47	~45		*) $\tau_{Rd} = 1,2 \cdot 0,09 \cdot f_{ck}^{1/3}$	
	$f_{ck}$	"	45	45	51	51	33	33	53	53	43	43	39	39	37	37		
	$\tau_{Rd}^{*)}$	"	0,38	0,38	0,40	0,40	0,35	0,35	0,41	0,41	0,38	0,38	0,37	0,37	0,36	0,36		
	$f_{yd}$	"					435								435			
Längsbewehrung		%	0,56	0,56	1,54	1,54	1,54	1,54	0,56	1,54	0,56	0,56	1,75	1,75	1,75	1,75		
Schubbewehrung $A_{sw}$		cm <sup>2</sup>	-	4,52	-	6,78	-	-	-	-	-	4,52	-	-	-	-		
statische Nutzhöhe			mm										mm					
kritischer Rundschn.			mm										mm					
Stützenquerschnitt			mm										mm					
Durchmesser Stanz-kegel- Oberseite			m										m					
$V_{Rd1}$			kN	334	334	448	448	392	392	360	460	334	334	264	264	260	260	**) $\Sigma 0,50 A_{sw} f_{yd} \sin \alpha$
Schubbewehrung**)		kN	-	98	-	148	-	-	-	-	-	98	-	-	-	-		
$V_{Rd3} = V_{Rd1} + V_{Schub}$		kN	334	432	448	596	392	392	360	460	334	432	264	264	260	260		
Versuchdauer			Min.	120	120	27	17	90	90	29	70	90	22	14	8	180***)	92***)	***) Versuch vor Erreichen einer Bruchlast abgebrochen
Anfangslast			kN	229	372	330	520	232	238	404	334	227	359	287	287	260	260	
Bruchlast $V_{T,F}$			kN	492	475	550	810	386	380	500	568	410	460	345	360	>>260	>>260	
$V_{T,F}/V_{Rd}$			-	1,48	1,10	1,23	1,36	0,99	0,97	1,39	1,23	1,23	1,07	1,31	1,37	>1,0	>1,0	

## 2.5 Rechenergebnisse

### 2.5.1 Versuch einer rechnerischen Ermittlung der Durchstanzlast unter Brandangriff

Es wird von der bekannten Annahme ausgegangen, daß sich die Tragfähigkeit eines Stahlbetonbauteils unter 90 min ETK-Brandangriff näherungsweise mit Hilfe der Annahme ermitteln läßt, daß alle Querschnittsteile mit Temperaturen  $\geq 500$  °C als nicht-mittragend angesehen werden.

Von dieser Näherungsannahme wird auch hier ausgegangen; damit vermindert sich die "nutzbare" Plattendicke  $h$  um etwa 3,5 cm, wie Bild 1.5a zeigt. Die statische Nutzhöhe  $d$  wird zu  $16,7 - 3,5 = 13,2$  cm.

Nach Gl. (2.8) ergeben sich für die drei verwendbaren Versuche ohne Schubbewehrung, die über 90 min Feuerwiderstandsdauer zeigten, befriedigende Ergebnisse, wie Tab. 2.16 ausweist.

Schlußfolgerungen auf die Tragwirkung der Schubbewehrung unter 90 min ETK-Brandangriff sind aufgrund des vorliegenden Versuchsmaterials nicht möglich, weil nur ein verwertbares Versuchsergebnis (Versuch 2) vorliegt, das jedoch gegenüber dem Vergleichsversuch 1 - ohne Schubbewehrung - eine geringere Bruchlast ergab.

Zur Orientierung sei angemerkt:

Die Schubbewehrung wird im 90 min-Versuch sicher auf 400 - 500 °C erwärmt und hat dann nur mehr eine Fließgrenze in Höhe von  $\leq 60$  % des Kaltwertes. Ihr Traglastanteil  $\Delta F$  könnte demnach höchstens betragen:

Tabelle 2.17

	$A_{sw}$ cm <sup>2</sup>	$f_y$ N/mm <sup>2</sup>	$f_{yT}$ N/mm <sup>2</sup>	$\Delta F$ kN	$\Delta F_{i,Test}$ kN
Versuch 2 + 10	4,52	533	320	145	-17/+50
Versuch 4	6,78	533	320	217	+ 260

Diese Werte sind mit den Versuchsergebnissen kaum zu korrelieren (vgl. Tab. 2.15)

Tabelle 2.16

$$V_{U,R} = 1,1 \cdot \pi \cdot \varphi \cdot d^2 \cdot y/d \cdot f_{(\varphi)} \cdot \sigma_K \cdot f_{(\alpha)} \quad (Gl. 2.8)$$

Bez. nach Bild 2.4 b

Vers. Nr.	$\varnothing$	d	$\varphi = \frac{\varnothing}{d}$	$f_{(\varphi)}$ 1)	L	$\delta=L/d$	$f_{(\alpha)}$ 2)	$f_w$	$f_c$	$\rho$	$f_y$	$\omega$	$E_c$ 3)	$y/d$ 4)	$\sigma_K$	$V_{U,F}$	$V_T$
-	cm	cm	-	-	cm	-	-	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	%	N/mm <sup>2</sup>	-	N/mm <sup>2</sup>	-	N/mm <sup>2</sup>	MN	MN
5	32	13,2	2,4	1,14	220	16,6	0,148	42	35	1,54	590	26,0	1,19	0,41	55,0	0,390	0,386
9	32	13,2	2,4	1,09	220	16,6	0,148	53	44	0,56	555	7,1	1,41	0,26	65,0	0,392	0,410
1	32	13,2	2,4	1,09	220	16,6	0,148	55	46	0,56	507	6,2	1,45	0,26	67,0	0,405	0,492

1)  $f_{(\varphi)} = \frac{1 + 2/\varphi + (y/d)}{1 + 1/\varphi + (y/d)}$ , Bild 2.7

3)  $E_c = (0,35 + 0,3 \frac{f_w}{15}) \cdot 10^4$

2)  $f_{(\alpha)}$  aus Bild 2.5

4)  $y/d = f_{(\omega)}$ , Bild 2.6

## 2.5.2 Rechnerische Sicherheiten im Kaltzustand

Für die Ermittlung der Bruchlasten gegenüber Durchstanzen  $V_U$  ohne bzw.  $V_{U,S}$  mit Schubbewehrung stehen nur vergleichsweise wenige Versuchsdaten an Versuchsplatten mit einer Dicke  $h \geq 160$  mm zur Verfügung.  $V_U$  konnte aus zwei verschiedenen Kollektiven mit 73 [2.13] bzw. 24 [2.3] Einzelwerten ermittelt werden; es ergab sich ein Verhältniswert  $v = V_U/V_{Rd1} = 2,28$  mit einer 5 % Fraktile von 1,70 ~~(Bild 2.18)~~ aus den beiden Kollektiven. Da sich ~~in~~ ~~(Bild 2.18)~~ eine gering abfallende Tendenz mit steigender Betongüte zeigt, wurde die 5 % Fraktile auf 1,65 abgemindert [2.9].

Diese 5 % Fraktile erlaubt eine pauschale Erhöhung der Werte  $\tau_{Rd}$ ; auch der Übergang von  $f_c$  nach  $f_{ck}$  erhöht die Sicherheit um etwa 10 %.  $\tau_{Rd}$  wurde mit  $1,65 \cdot 1,1/1,5 = 1,20$  zu  $\tau_{Rd} = 1,2 \cdot 0,09 \cdot f_{ck}^{1/3}$  nur für den Nachweis der Durchstanztragfähigkeit festgelegt. Es ergibt sich mit diesen Werten

$$v = V_U/V_{Rd1} = 1,1 \cdot 2,28/1,2 = 2,08$$

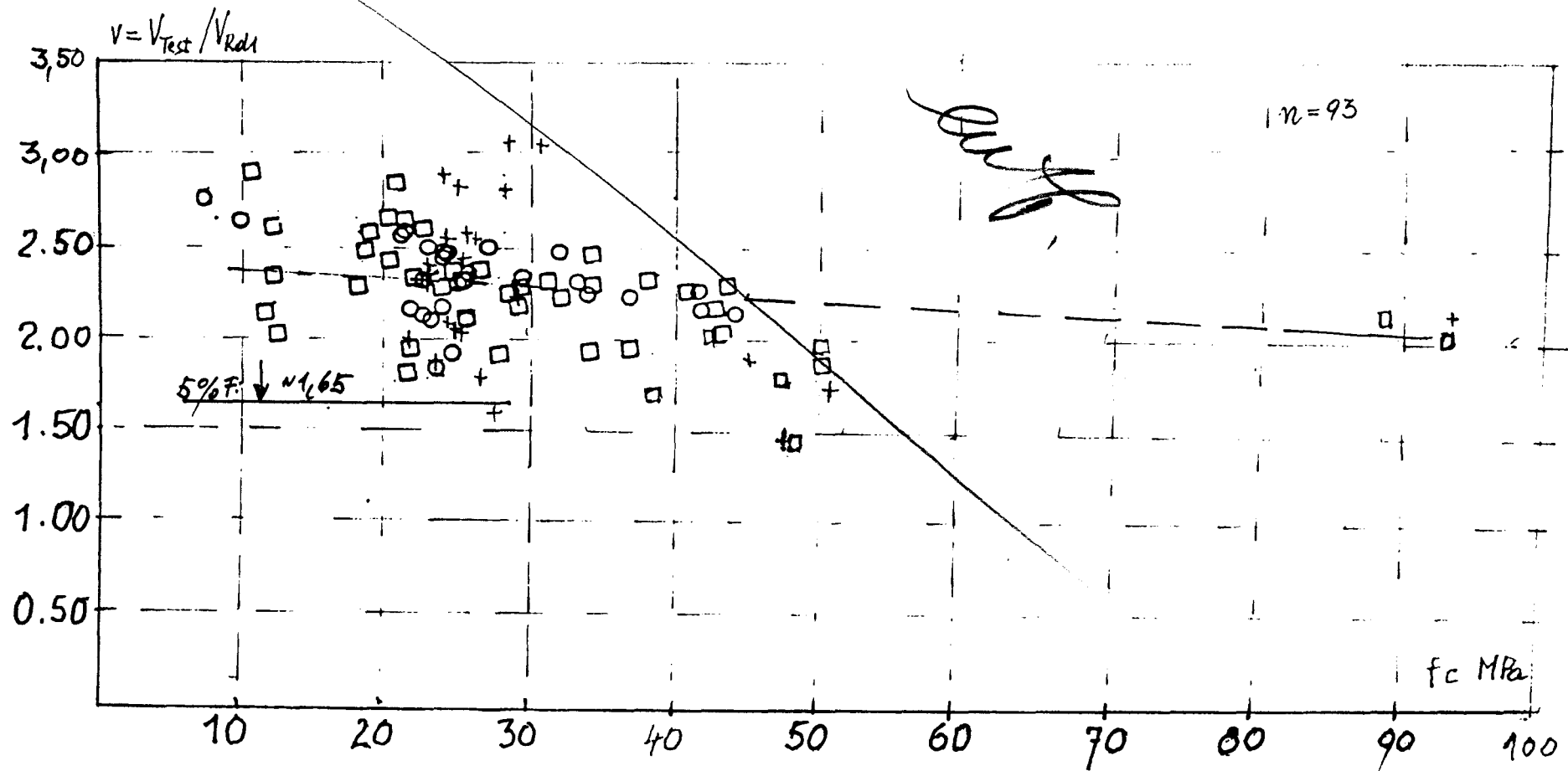
und eine 5 % Fraktile von  $1,1 \cdot 1,65/1,2 = 1,5$

Zur Ermittlung von  $V_{U,S}$  standen nur 20 [2.3, 2.14] geeignete Einzelwerte zur Verfügung, von welchen sechs mit Bügeln und 14 mit Schrägstäben schubbewehrt waren; der Verhältniswert  $v_S = V_{U,S}/V_{Rd1}$  ergab sich mit 2,50, was einem Verhältnis  $V_{U,S}/V_U = 2,50/2,08 = 1,20$  entspricht, ähnlich wie in [2.3] für Schrägstäbe festgestellt und in Bild 2.3 gezeigt wurde (vergl. Tab. 2.14).

Es zeigt sich somit auch hier, daß die Tragfähigkeit des nicht-schubbewehrten Querschnitts gegenüber Durchstanzen durch Schubbewehrung nur um etwa 20 % gesteigert werden kann. Da der Sicherheitsbeiwert für nicht-schubbewehrte Platten vergleichsweise hoch ist, wurde vorgeschlagen, den Sicherheitsbeiwert für schubbewehrte Platten auf 1,5 gegenüber dem Mittelwert festzulegen [2.9]. Es läßt sich dann zeigen, daß der Ansatz

$$V_{Rd3} = V_{Rd1} + 0,5 \sum A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot \sin \alpha$$

zu befriedigenden Ergebnissen führt .



$$V_{\text{Rd1}} = \tau_{\text{Rd, neu}} \cdot (1,6 - d) \cdot (1,2 + 0,4 \rho_e) \cdot d \cdot u$$

$$\tau_{\text{Rd, neu}} = 0,09 \cdot f_c^{1/3}$$

$$u = (\phi + 3d) \pi$$

□ ○ Braestrup [2,13]  
+ [2,3], [2,14],

KORDINA

10.1993

0.19  
0.19



$$V_{Rd3} = V_{Rd1} + A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot \sin \alpha \leq 1,6 V_{Rd1}$$

# TABELLENWERTE

$$\tau_{Rd} = 1,20 \cdot 0,44 \cdot f_{ck}^{1/3} \text{ mit } f_{ck} = f_c$$

Author	Test	$\beta_c$	d	$\rho_l$	column	u	$A_{sw}$	$f_y$	$\alpha$
		N/mm <sup>2</sup>	mm	%	mm x mm	mm	cm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	grad
1	2	3	4	5	6	7	9	10	11
Dieterle [43]	S-1L	25,7	0,29	1,14	0,3 x 0,3	4,86	20,4	589	90
Dieterle [44]	S-2L	28,3	0,29	0,95	0,3 x 0,3	4,86	35,6	560	90
Marti [141]	P 3	34	0,15	1,40	0,3 x 0,3	2,83	16,8	538	90
Dieterle [46]	MS-1	19,4	0,40		0,3 x 0,3	6,22	14,5	616	90

BENT-UP BARS  $\sin 60^\circ = 0,865; \sin 45^\circ = 0,707; \sin 30^\circ = 0,500$

Graf [72]	1355	15,2	0,27	0,7	0,2 x 0,2	3,33	36,6	280	45
	1356	15,2	0,27	0,7	0,2 x 0,2	3,33	36,6	280	45
	1361	14,4	0,27	1,06	0,3 x 0,3	4,14	51,9	280	45
	1376	16,3	0,47	0,40	0,2 x 0,2	5,22	67,4	280	60
	1377	15,2	0,47	0,40	0,2 x 0,2	5,22	67,4	280	60
	1363	16,4	0,47	0,60	0,3 x 0,3	5,61	89,5	280	60
Petcu et al. [161]	B 6	31,4	0,17	0,51	0,2 x 0,2	2,40	12,3	404	45
	B 7	32,0	0,17	0,52	0,2 x 0,2	2,40	12,3	404	45
	B 8	29,4	0,17	0,52	0,2 x 0,2	2,40	23,1	354	45
	B 9	22,1	0,20	0,43	0,2 x 0,2	2,68	12,3	404	45
	B 10	20,5	0,21	0,43	0,2 x 0,2	2,80	23,1	354	45
Narasimhan [151]	L 2	33,4	0,14	1,1	0,3 x 0,3	2,52	17,1	389	45
Sundquist [155]	A(S)	24	0,17	0,67	0 0,04	2,04	16,1	455	45
	C(S)	24,5	0,17	0,56	0 0,04	2,04	18,1	455	30
	D(S)	26,8	0,17	0,56	0 0,14	2,04	18,1	455	30
	E(S)	20,6	0,17	0,56	0 0,25	2,39	18,1	455	30

Tolf, P. [8]	NSC	25,5	0,195	0,80	0 0,25	2,67	25,2	500	90
	S22	25,5	0,195	0,80	-11-	-11-	-11-	500	90

$\frac{f_{ct}}{f_{ck}}$	$V_{Rd1}$	$V_s^{1)}$	$V_{test}$	$V_t - V_{Rd1}$	$V_{Rd1} + V_s$	$\frac{V_t}{V_{Rd1} + V_s}$	$V_t / 1,5$	$V_t / (1 - V_{Rd1})$	$n^{2)}$	$V_t / V_{Rd1}$	$\lambda^2$
N/mm <sup>2</sup>	MN	MN	MN	MN	MN	-	MN	MN	-	-	-
3)	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
25,7	0,76	1,05	2,36	1,60	1,81	1,30	1,58	0,82	0,78	3,10	0,36
28,3	0,80	1,73	2,67	1,87	2,53	1,05	1,78	0,98	0,57	3,34	0,70
34	0,33	0,79	0,82	0,49	1,12	0,73	0,55	0,22	0,28	2,48	0,01
42,5	0,97	0,78	2,52	1,55	1,75	1,44	1,68	0,71	0,91	2,60	0,01
19,4	0,48	0,63	1,21	0,73	1,11	1,09	0,81	0,33	0,52	2,52	0
20,4	0,48	0,63	1,28	0,80	1,11	1,15	0,85	0,37	0,59	2,67	0,03
14,4	0,56	0,89	1,73	1,17	1,45	1,20	1,15	0,54	0,66	3,09	0,36
16,3	1,05	1,42	3,26	1,21	1,47	1,54	1,51	0,46	0,32	2,15	0,13
15,2	1,05	1,42	3,21	1,16	1,47	1,50	1,47	0,42	0,30	2,11	0,16
16,4	1,20	1,89	3,02	1,82	3,09	0,98	2,02	0,82	0,43	2,52	0
31,4	0,27	0,31	0,57	0,30	0,58	0,98	0,38	0,11	0,35	2,11	0,16
32,0	0,29	0,31	0,63	0,34	0,60	1,05	0,42	0,12	0,42	2,17	0,13
29,4	0,22	0,50	0,61	0,34	0,77	0,79	0,41	0,14	0,28	2,26	0,05
22,1	0,31	0,31	0,64	0,33	0,62	1,03	0,43	0,12	0,39	2,06	0,20
20,5	0,31	0,50	0,70	0,48	0,81	0,97	0,53	0,22	0,44	2,55	0
33,4	0,30	0,33	0,82	0,57	0,66	1,32	0,58	0,28	0,85	2,10	0,16
24	0,23	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
24,5	0,23	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
26,8	0,23	0,36	0,72	0,35	0,59	0,98	0,39	0,16	0,44	2,52	0
20,6	0,25	0,36	0,56	0,31	0,61	0,92	0,37	0,12	0,33	2,24	0,02
25,5	0,36	1,10	0,89	0,53	1,46	0,61	0,59	0,23	0,21	2,40	0
25,5	0,36	1,10	0,85	0,49	1,46	0,58	0,57	0,21	0,19	2,36	0,02
										21,41	9,26
										49,23	2,53

The numbers below the names of the authors are the Lit.Nr. in the lit.list in [7].  
The indications of the tests are taken from the original reports.

1)  $V_s = A_{sw} \cdot f_{yc} \cdot \sin \alpha$   
2)  $\eta = \frac{V_{test} / 1,5 - V_{Rd1}}{V_s}$

3) Versuchsergebnisse nicht verwertbar, weil verfrühtes Versagen in den nur 0 = 4cm dicken Stützen eintrat.

MITTELWERT  $\eta = 9,26 / 25 = 0,47$

MITTELWERT  $\lambda$  FÜR  $n = 10: 21,41 / 20 = 1,07$

MITTELWERT  $\lambda$  FÜR  $V_{Rd1} = 49,23 / 20 = 2,50$   
STREUUNG  $= \sqrt{253/19} = 0,36$

$$V_{Rd3} = V_{Rd1} + A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot \sin \alpha \leq 1,6 V_{Rd1}$$

# TABELLENWERTE

$$\tau_{Rd} = 1,20 \cdot 0,44 \cdot f_{ck}^{1/3} \text{ mit } f_{ck} = f_c$$

Author	Test	$\beta_c$	d	$\rho_l$	column	u	$A_{sw}$	$f_y$	$\alpha$
		N/mm <sup>2</sup>	mm	%	mm x mm	mm	cm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	grad
1	2	3	4	5	6	7	9	10	11
Dieterle [43]	S-1L	25,7	0,29	1,14	0,3 x 0,3	4,86	20,4	589	90
Dieterle [44]	S-2L	28,3	0,29	0,95	0,3 x 0,3	4,86	35,6	560	90
Marti [141]	P 3	34	0,15	1,40	0,3 x 0,3	2,83	16,8	538	90
Dieterle [46]	MS-1	19,4	0,40		0,3 x 0,3	6,22	14,5	616	90

BENT-UP BARS  $\sin 60^\circ = 0,865$ ;  $\sin 45^\circ = 0,707$ ;  $\sin 30^\circ = 0,500$

Graf [72]	1355	15,2	0,27	0,7	0,2 x 0,2	3,33	36,6	280	45
	1356	15,2	0,27	0,7	0,2 x 0,2	3,33	36,6	280	45
	1361	14,4	0,27	1,06	0,3 x 0,3	4,14	51,9	280	45
	1376	16,3	0,47	0,40	0,2 x 0,2	5,22	67,4	280	60
	1377	15,2	0,47	0,40	0,2 x 0,2	5,22	67,4	280	60
	1363	16,4	0,47	0,60	0,3 x 0,3	5,61	89,5	280	60
Petcu et al. [161]	B 6	31,4	0,17	0,51	0,2 x 0,2	2,40	12,3	404	45
	B 7	32,0	0,17	0,52	0,2 x 0,2	2,40	12,3	404	45
	B 8	29,4	0,17	0,52	0,2 x 0,2	2,40	23,1	354	45
	B 9	22,1	0,20	0,43	0,2 x 0,2	2,68	12,3	404	45
	B 10	20,5	0,21	0,43	0,2 x 0,2	2,80	23,1	354	45
Narasimhan [151]	L 2	33,4	0,14	1,1	0,3 x 0,3	2,52	17,1	389	45
Sundquist [155]	A(S)	24	0,17	0,67	0 0,04	2,04	16,1	455	45
	C(S)	24,5	0,17	0,56	0 0,04	2,04	18,1	455	30
	D(S)	26,8	0,17	0,56	0 0,14	2,04	18,1	455	30
	E(S)	20,6	0,17	0,56	0 0,25	2,39	18,1	455	30

Tolff, P.: [8]	NSC	25,5	0,195	0,80	0 0,25	2,67	25,2	500	90
	S22	25,5	0,195	0,80	-11-	-11-	-11-	500	90

$\frac{f_c}{\tau_{Rd}}$	$V_{Rd1}$	$V_s^{1)}$	$V_{test}$	$V_t - V_{Rd1}$	$V_{Rd1} + V_s$	$\frac{V_t}{V_{Rd1} + V_s}$	$V_t / 1,5$	$V_t / (1,5 - V_{Rd1})$	$n^{2)}$	$V_t / V_{Rd1}$	$\lambda^3$
N/mm <sup>2</sup>	MN	MN	MN	MN	MN	-	MN	MN	-	-	-
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
25,7	0,76	1,05	2,36	1,60	1,81	1,30	1,58	0,82	0,78	3,10	0,36
28,3	0,80	1,73	2,67	1,87	2,53	1,05	1,78	0,98	0,57	3,34	0,70
34	0,33	0,79	0,82	0,49	1,12	0,73	0,55	0,22	0,28	2,48	0,01
42,5	0,97	0,78	2,52	1,55	1,75	1,44	1,68	0,71	0,91	2,60	0,01
19,4											
15,2	0,48	0,63	1,21	0,73	1,11	1,09	0,81	0,33	0,52	2,52	0
15,1	0,48	0,63	1,28	0,80	1,11	1,15	0,85	0,37	0,59	2,67	0,03
14,4	0,56	0,89	1,73	1,17	1,45	1,20	1,15	0,54	0,66	3,09	0,36
16,3	1,05	1,42	3,26	1,21	1,47	1,54	1,51	0,46	0,32	2,15	0,13
15,2	1,05	1,42	3,21	1,16	1,47	1,50	1,47	0,42	0,30	2,11	0,16
16,4	1,20	1,89	3,02	1,82	3,09	0,98	2,02	0,82	0,43	2,52	0
31,4	0,27	0,31	0,57	0,30	0,58	0,98	0,38	0,11	0,35	2,11	0,16
32,0	0,29	0,31	0,63	0,34	0,60	1,05	0,42	0,12	0,42	2,17	0,13
29,4	0,27	0,50	0,61	0,34	0,77	0,79	0,41	0,14	0,28	2,26	0,05
22,1	0,31	0,31	0,64	0,33	0,62	1,03	0,43	0,12	0,39	2,06	0,20
20,5	0,31	0,50	0,70	0,48	0,81	0,97	0,53	0,22	0,44	2,55	0
33,4	0,30	0,33	0,82	0,57	0,66	1,32	0,58	0,28	0,85	2,10	0,16
24	0,23	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
24,5	0,23	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
26,8	0,23	0,36	0,72	0,35	0,59	0,98	0,39	0,16	0,44	2,52	0
20,6	0,25	0,36	0,56	0,31	0,61	0,92	0,37	0,12	0,33	2,24	0,02
25,5	0,36	1,10	0,89	0,53	1,46	0,61	0,59	0,22	0,21	2,40	0
25,5	0,36	1,10	0,85	0,49	1,46	0,58	0,57	0,21	0,19	2,36	0,02
										21,41	9,26
										49,23	2,53

The numbers below the names of the authors are the Lit.Nr. in the lit.list in [7].  
The indications of the tests are taken from the original reports.

$$1) V_s = A_{sw} \cdot f_{yc} \cdot \sin \alpha$$

$$2) n = \frac{V_{test} / 1,5 - V_{Rd1}}{V_s}$$

3) Versuchsergebnisse nicht verwertbar, weil verfrühtes Versagen in den nur 0 = 4cm dicken Stützen eintrat.

$$\text{MITTELWERT } n = 9,26 / 25 = 0,47$$

$$\text{MITTELWERT } \lambda \text{ FÜR } n = 1,0: 21,41 / 20 = 1,07$$

$$\text{MITTELWERT FÜR } V_{Rd1} = 49,23 / 20 = 2,50$$

$$\text{STREUUNG } = \sqrt{253/19} = 0,36$$

## Literaturverzeichnis

- [2.1] Remmel, G.: "Zum Einfluß des Zugtragverhaltens auf die Schubtragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen ohne Stegbewehrung". DAfStb. Forschungskolloquium, März 1992 sowie Dissertation TH Darmstadt 1992.
- [2.2] Walraven, Bull. 180 CEB
- [2.3] Kordina, K.; Nölting, D.: "Tragfähigkeit durchstanzgefährdeter Stahlbetonplatten". Schriftenreihe des DAfStb., Heft 371, 1986
- [2.4] Kinnunen, S.; Nylander, H.; Tolf, P.: "Investigations on Punching at the Division of Building Statics and Structural Engineering (Undersökningar rörande genomstansning vid Institutionen för byggnadsstatik KTH)," Nordisk Betong (Stockholm), No. 3, 1978, pp. 27 - 27.
- [2.5] Kinnunen, S.; Nylander, H.: "Punching of Concrete Slabs without Shear Reinforcement," Transactions No. 158, Royal Institute of Technology, Stockholm, 1960, 112 pp.
- [2.6] Schaeidt, W.; Ladner, M.; Rösli, A.: "Design of Flat Plates for Punching (Berechnung von Flachdecken auf Durchstanzen)," Wildeggs Technische Forschungs- und Beratungsstelle der Schweizerischen Zementindustrie, Wildeggs, 1970, 68 pp.
- [2.7] Broms, C.E.: "Punching of Flat Plates - A Question of Concrete Properties in Biaxial Compression and Size Effect." ACI Structural Journal, May-June 1990, Title no. 87-S30
- [2.8] Kordina, K.: "Bemessungshilfsmittel zu Eurocode 2, Teil 1", Schriftenreihe des DAfStb., Heft 425, 2. verbesserte Auflage, 1993
- [2.9] Kordina, K.: "Zum Tragfähigkeitsnachweis gegenüber Schub, Torsion und Durchstanzen nach EC 2 Teil 1". Beton- und Stahlbetonbau, 1993, in Vorbereitung.
- [2.10] Kiel, M.: Brandversuche zum Durchstanzen von Flachdecken. Forschungsbericht zum SFB 148 "Brandverhalten von Bauteilen", Teilprojekt A 2, Braunschweig, 1986. Sign. AC 7057 (1984-86, 1 B), Inf.Bibliothek Hannover
- [2.11] Krampf, L.: "Punktgestützte Platten unter Brandangriff". Untersuchungsbericht Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987 (unveröffentlicht).
- [2.12] Kordina, K.: "Flachdecken unter Brandangriff, Schnittgrößenverteilung und Durchstanzversuche". Bautechnik 1993, in Vorbereitung.
- [2.13] Braestrup: "Punching of Reinforced Concrete Slabs: Code Rules, Plastic Analysis, Test Results". Nordic Concrete Research, Dec. 1989.
- [2.14] Tolf, P.: "Effect of Slab Thickness on Punching Shear Strength of Concrete Slabs. Tests of Circular Slabs". Bull. 146, Deptm. Struct. Mech. and Eng.". Royal Inst. Techn., 1988.

### **III Versuche an punktförmig gestützten Plattenausschnitten unter Brandangriff**

#### **3.1 Einleitung**

Im Rahmen des Forschungsvorhabens "Punktförmig gestützte Platten unter Brandangriff", gefördert durch die Deutsche Forschungsgemeinschaft, wurden zehn Prüfkörper hergestellt und auf ihr Durchstanzverhalten unter Brandbelastung untersucht. Für diese Versuche konnten die bestehenden Anlagen und Meßgeräte des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig genutzt werden. In die Auswertung einbezogen wurden vier ähnliche Versuche, die noch im Rahmen des Sonderforschungsbereichs "Brandverhalten von Bauteilen" durchgeführt worden waren.

Die Auswahl der Prüfkörper und die Versuchsdurchführung wurden an die europäischen Normen [1, 2] und an bereits durchgeführte Brandversuche [3] angelehnt. Als maßgebende Parameter wurden angesehen:

- Bewehrungsgehalt über dem Stützenbereich,
- Laststeigerung im Brandfall als Simulation der zu erwartenden Schnittkraftumlagerung,
- Ausbildung des Bruchkegels mit Rißverlauf auf der Deckenoberseite und im Prüfkörper,
- Wirkungsgrad der Schubbewehrung.

Angestrebt wird eine Zusammenfassung der Versuchsergebnisse derart, daß ein Bemessungsvorschlag zur Ermittlung der Tragfähigkeit unter Brandbelastung bezüglich des Durchstanzens vorgestellt werden kann. Dafür ist ein Rückgriff auf die in Abschnitt II mitgeteilten Ergebnisse erforderlich.

### 3.2 Versuchsziel

Als Bearbeitungsgrundlage werden die Fassungen 1992 des Europäischen Normenwerkes für Stahlbeton EC2, Teil 1 und 10 herangezogen. Anforderungen an punktförmig gestützte Flachdecken werden dort im Rahmen der Bemessung unter Normaltemperatur und in Konstruktionsrichtlinien für den Brandfall gestellt. Letztere beschränken sich jedoch auf die Angabe einer Mindest-Deckendicke und den Achsabstand der Feldbewehrung von der Plattenunterseite.

Anforderung	REI 30	REI 60	REI 90	REI 120
Plattendicke $h^{*)}$ [mm]	150	200	200	200
Achsabstand $c^{**})$ [mm] (Betondeckung der Feldbewehrung)	10	10	15	25

\*)  $h \geq 200$  mm bei schubbewehrten Flachdecken

\*\*) unter der Bedingung, daß 20 % der oben liegenden Stützbewehrung im Gurtstreifen durchläuft.

Aussagen zum Tragverhalten von Flachdecken unter Brandangriff bezüglich des Durchstanzens werden nicht gemacht. Zur Klärung des Verhaltens unter Brandangriff bedarf es somit geeigneter Versuche.

Die Anzahl der neuen Versuche wurde auf zehn beschränkt. Damit wird zwar eine statistische Auswertung unmöglich, es können aber wesentliche Aussagen zur Beschreibung des Durchstanzverhaltens unter Brandbelastung erwartet werden.

Zur Gewährleistung der Aktualität und der Vergleichbarkeit der zehn Versuche werden folgende Durchführungskriterien definiert:

- Deckendicke = 200 mm, womit die Anforderung  $REI \geq 60$  erfüllt ist,
- Wahl der Bewehrungsgrade in Abhängigkeit von der oberen und unteren Bemessungsgrenze für die Durchstanztragfähigkeit  $0,5 \% \leq \mu \leq 1,5 \%$ ,

- Definition der Standard-Anfangslast mit  $0,7 \times$  Bemessungslast nach EC 2 ( $V_{Rd,1}$  bzw.  $V_{Rd,3}$ ), ausgehend von der Bemessung einer Innenstütze unter Normaltemperatur unter Ansatz der "alten"  $\tau_{Rd}$ -Werte nach EC 2, Teil 1, Tab. 4.8,
- eine Schnittkraftumlagerung im Gesamtsystem wird bei einigen Versuchen durch eine definierte Laststeigerung innerhalb der ersten 30 Versuchsminuten simuliert,
- es werden jeweils vergleichbare Versuchsdurchführungen für Platten ohne und mit Schubbewehrung angestrebt (Versuche 1 - 2, 9 - 10, 3 - 4),
- die Temperaturentwicklung im Brandraum verläuft jeweils nach der genormten ISO-Kurve, vergleichbar mit der Einheitstemperaturzeitkurve - ETK.

Die zur Auswertung mit zur Verfügung stehenden vier Tastversuche, die im Rahmen des SFB 148 durchgeführt wurden, lassen sich wie folgt beschreiben:

- Stahlbetonplatten mit einer Dicke von 150 mm,
- Bemessung nach DIN 1045 mit einem Bewehrungsgehalt von 1,75 %, ohne Schubbewehrung,
- definierte Laststeigerung in zwei Versuchen,
- Beflammung nach ETK.

### 3.3 Versuchsdurchführung

#### 3.3.1 Versuchsaufbau

Der Versuchsaufbau lehnt sich an die bereits durchgeführten Versuche [3, 4] an, so daß der vorhandene Belastungsrahmen weiter Verwendung findet. Damit stehen einige geometrische Eckwerte fest:

- Deckendicke = 20 cm,
- Durchmesser der belasteten kreisförmigen Plattenausschnitte = 2,20 m, daraus ergibt sich ein äquivalentes Stützenrastermaß von etwa  $\ell_x = \ell_y = 5,0 - 6,0$  m
- Außenabmessung der Versuchsplatte von 2,50 m x 2,50 m,
- Stützenstummel 25 cm x 25 cm x 40 cm.

Der Versuchsaufbau ist in Bild 3.1 dargestellt. Die Plattenauflagerkraft wird als Pressenkraft durch eine oberhalb des Belastungsrahmens angeordnete Hohlkolbenpresse "Lukas HOP 500-250" (Versuch 1 - 3) bzw. "HOP 1000-500" (Versuch 4 - 10) eingetragen. Die Krafteinleitung erfolgt über ein Spannglied  $\phi$  36 mm, St 1080/1230, mit Alsiflex-Band wärmeisolierend umwickelt, das in einem Hüllrohr  $\phi$  55 mm den Prüfkörper durchdringt und an der Unterseite des Stützenstummels verankert ist. Eine Kopfplatte St 37/2, 50 mm dick, ermöglicht eine gleichmäßige Krafteinleitung in den Stützenstummel.

Im Brandversuch wird der Stützenstummel in seinem unteren Bereich (Bild 3.1) durch umlaufende Vermiculite-Platten (Gesamtdicke 100 mm) geschützt.

Oberhalb des Belastungsrahmens wird die Hohlkolbenpresse auf zwei HEM 260 aufgelagert, die ihrerseits auf den Belastungsrahmen abgestützt werden. Über diesen Rahmen wird die Plattenauflagerkraft = Pressenkraft gleichmäßig über 16 Lasteintragungspunkte auf den Prüfkörper übertragen. Diese Punkte sind gleichmäßig auf einem Kreis mit dem Lastpunktradius 1,10 m verteilt. Die Lastübertragung vom Belastungsrahmen in die Versuchsplatte erfolgt über höhenverstellbare, kalottengelagerte Übertragungselemente.

Über der Hohlkolbenpresse wird kalottengelagert eine Kraftmeßdose angeordnet zur Kontrolle der eingetragenen Belastung. Eine lastverteilende Platte aus St 37/2 und eine Verankerungsschraube schließen den Versuchsaufbau oberhalb der Kraftmeßdose ab.

Die Geometrie des Brandraumes wird durch die Stellung der Ofenwände auf lichte Maße von 2,30 m x 2,30 m x 1,00 m begrenzt.

### 3.3.2 Versuchskörper

- Der Bewehrungsgehalt im Stützenbereich wird entsprechend den Grenzwerten des EC 2 definiert;

geringe Bewehrung:	P 0,5	→	$\mu = 0,564 \%$ ,	mit $\mu = \frac{A_1}{d \cdot b}$
hohe Bewehrung:	P 1,5	→	$\mu = 1,54 \%$ .	

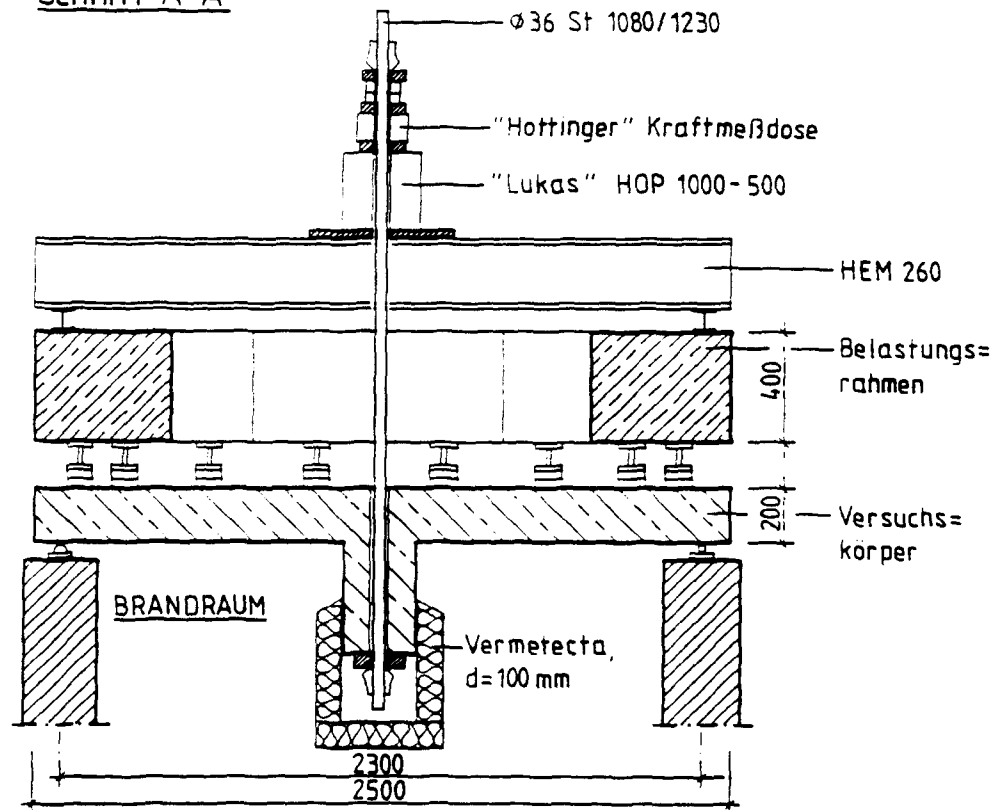
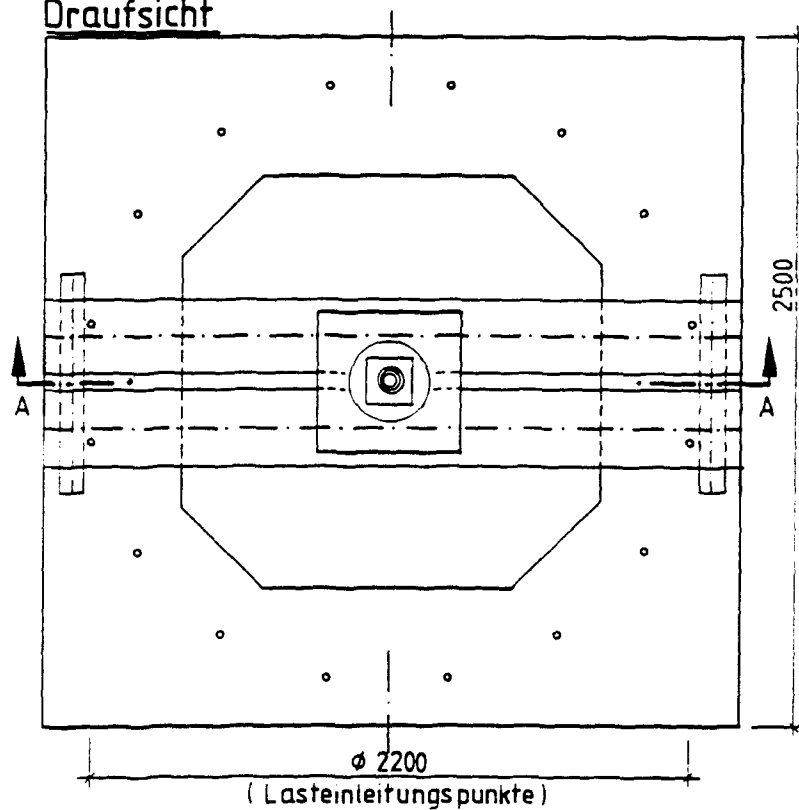
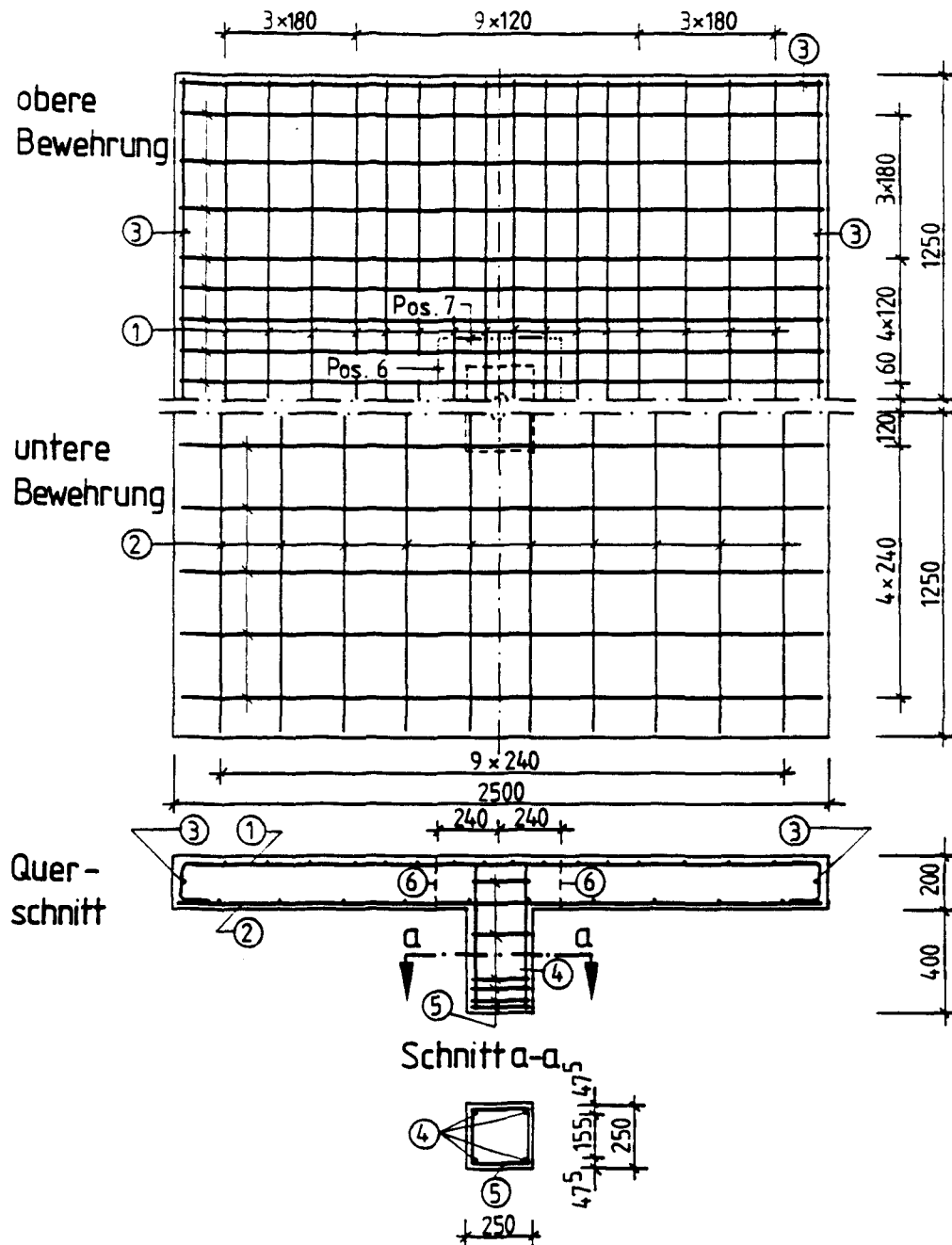
Schnitt A-ADraufsicht

Bild 3.1: Versuchsaufbau



## Draufsicht



Pos.-Nr.

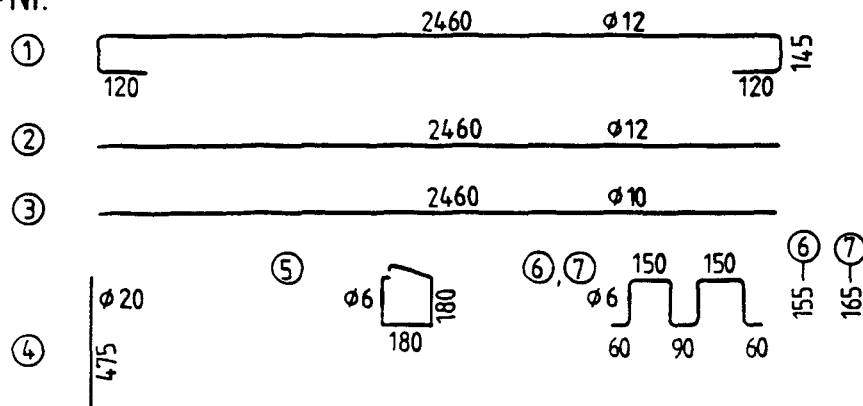
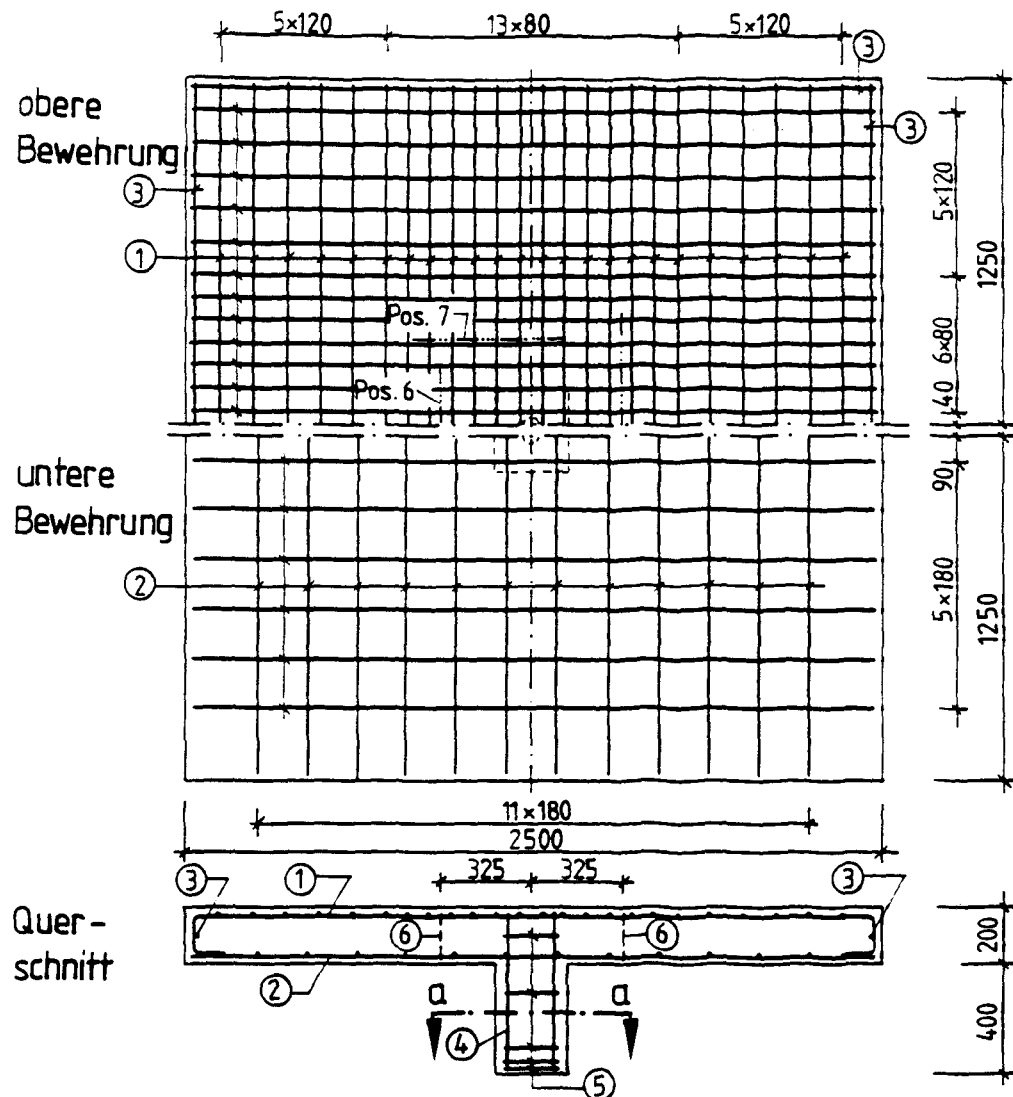
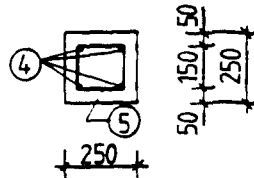


Bild 3.2: Bewehrungsführung, Prüfkörper P 0,5 - o/mB

Draufsicht



Schnitt a-a



Pos.-Nr.

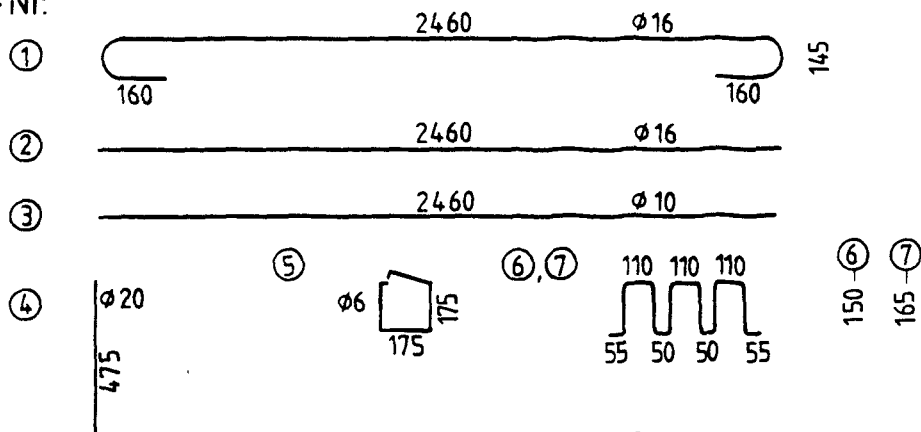


Bild 3.3: Bewehrungsführung, Prüfkörper P 1,5 - o/mB

- Für jede Bewehrungsvariante wird je eine Ausführung ohne bzw. mit Schubbewehrung festgelegt (1 - 2; 9 - 10; 3 - 4), die aus Montagegründen als einhängbare Bügelschlangen hergestellt wird und so ausgelegt ist, daß die Grenze in EC 2, Teil 1, Gl. (4.57) nicht überschritten wird (vergl. Bilder 3.2 und 3.3).
- Die Bewehrung setzt sich zusammen aus
  - der Bewehrung des Stützenstummels,
  - der oberen Biegebewehrung aus Stabstahl BSt 500/550; zur Verankerung im Beton sind die Einzelstäbe mit Endhaken versehen,
  - der unteren Bewehrung, bestehend aus Stäben gleichem Durchmessers wie die obere Bewehrung.

Im Zuge des Bewehrungs- und Schalungsbaus werden zur Meßwerterfassung Dehnmeßstreifen (DMS) an Stäben der Biegebewehrung und an Bügelschenkeln sowie Thermoelemente an "Leitern" angebracht bzw. eingebaut.

Die Betonage erfolgte stets parallel für zwei Prüfkörper. Der ursprüngliche Wunsch nach sehr differenzierten Festigkeiten konnte nicht verwirklicht werden, da beim Lieferbeton höhere Festigkeitswerte als angestrebt eintraten. Für die 4. Betonage (Elemente 7 und 8) wurde der Beton in Eigenproduktion hergestellt.

Für anschließende Auswertungen werden folgende Begleitkörperprüfungen vorgesehen (vergl. Tabelle 3.4):

- Beton
  - Würfeldruckfestigkeit an je 3 Würfeln 15 x 15 x 15 [cm<sup>3</sup>]:
 

Normlagerung	- Prüfung nach 28 d
Lagerung beim Prüfkörper	- Prüfung nach 7 d
	- Prüfung nach 28 d
	- Prüfung zum Versuchszeitpunkt

Tabelle 3.4: Material-Kennwerte

Zeile	Versuchsnummer	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	A	B	C	D
	Bezeichnung/Bewehrungsgehalt	P 0,5	P 0,5	P 1,5	P 1,5	P 1,5	P 1,5	P 0,5	P 1,5	P 0,5	P 0,5	P 1,5	P 1,5	P 1,5	P 1,5
	Schubbewehrung: o.B./m.B.	oB	mB	oB	mB	oB	oB	oB	oB	oB	mB	oB	oB	oB	oB
1	Beton:														
1.1	- Herstellungsdatum	31.01.92		13.02.92		09.03.92		25.03.92		26.06.92		11.07.85		01.08.85	
1.2	- Ausbreitmaß [cm]	42		40		50		-		46		44		-	
1.3	- Würfelfestigkeit 28 d [N/mm <sup>2</sup> ]	50		57		40		62		45		47		41	
1.4	- Alter zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung [Tage]	88	95	89	92	157	151	153	147	173	178	182	189	154	141
1.5	- $f_c = f_{ck}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	46		51		35		52		44		41		39	
1.6	- E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]	27.800		32.300		25.400		26.700		26.200		26.400		26.200	
1.7	- Bruchdehnung [mm/m]	2,20		2,06		2,15		2,50		2,02		2,12		2,05	
1.8	- Spaltzugfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]	2,95		2,63		3,37		4,40		3,23		3,17		2,58	
1.9	- Rohdichte [kg/m <sup>3</sup> ]	2,33		2,56		2,28		2,35		2,27		2,30		2,31	
1.10	- mittlerer Feuchtegehalt [%]	4,39		4,36		3,50		3,54		4,49		3,91		3,87	
2	Biegebewehrung:														
2.1	- Streckgrenze [N/mm <sup>2</sup> ]	504		590		590		507	590	555		565/558		565/558	
2.2	- Zugfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]	616		693		693		616	693	666		647/653		647/653	
2.3	- Bruchdehnung [%]	14,0		15,6		15,6		14,0	15,6	16,4		17,2/19,2		17,2/19,2	
2.4	- Durchmesser [mm]	12		16		16		12	16	12		12/16		12/16	
3	Schubbewehrung $\phi$ 6 mm	$f_y = 533 \text{ N/mm}^2, f_z = 573 \text{ N/mm}^2, \epsilon_u = 19,6 \%$										-			
4	Brandschutzplatte - Versuch 8	d = 20 mm, allseitig 30 cm um Stützenquerschnitt										-			

- Elastizitätsmodul, Spaltzugfestigkeit  
Lagerung beim Prüfkörper - Prüfung zum Versuchszeitpunkt
- Feuchtigkeitsgehalt  
Lagerung beim Prüfkörper - Prüfung zum Versuchszeitpunkt
- Restfestigkeit nach dem Versuch an Bohrkernen
- Betonstahl
  - Prüfung je Lieferung an 4 bis 8 Proben  
Streckgrenze, Zugfestigkeit, Bruchdehnung

### 3.3.3 Meßwertaufnahme

Das Meßprogramm für die geplanten zehn Brandversuche umfaßt:

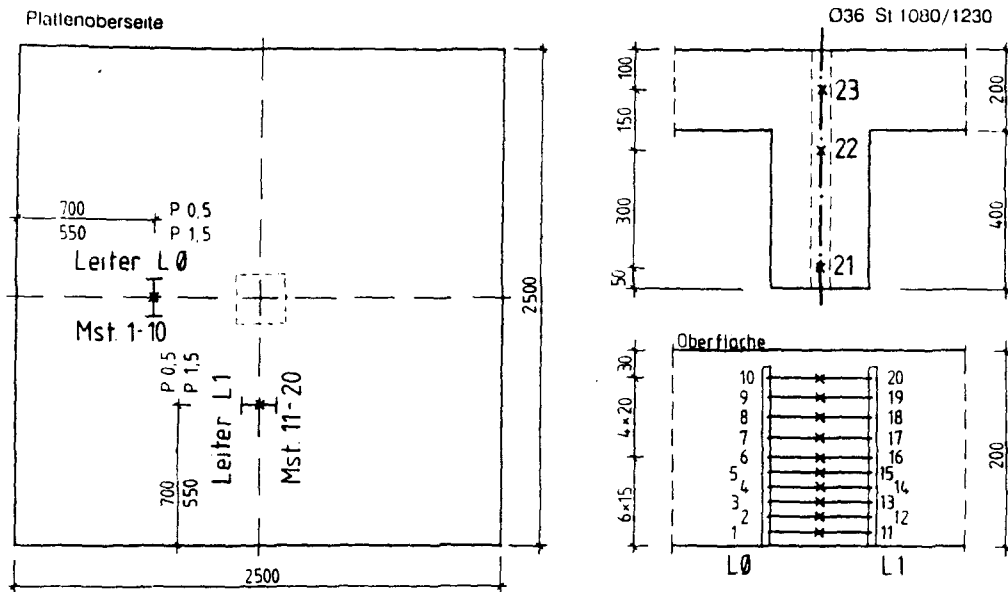
- Temperaturmessung im Brandraum, im Plattenquerschnitt und an der Spann-  
stange,
- Messung der Vertikalverformung des Prüfkörpers,
- Messung der Stahldehnungen der Biegebewehrung, der Schubbewehrung und an  
der Spannstange,
- Aufzeichnung des Ribbildes an der Deckenoberseite nach Versuchsabschluß,
- Schnitt durch den Bruchkegel.

Die Temperaturmessungen erfolgten mit NiCr-Ni-Thermoelementen ( $\phi$  0,5 cm). Die Temperaturen im Brandraum lagen bei allen Versuchen innerhalb des zulässigen Toleranzbereichs der Einheitstemperaturzeitkurve.

Die Temperaturentwicklung im Prüfkörper wird nach dem in Bild 3.5 dargestelltem Meßstellenplan beobachtet. Für die Temperaturmessung im Deckenquerschnitt werden die Thermoelemente auf zwei Leitern mit gleichen Abmessungen angeordnet. Die Temperaturmessung an der Spannstange dient der Überwachung der zulässigen Belastung.

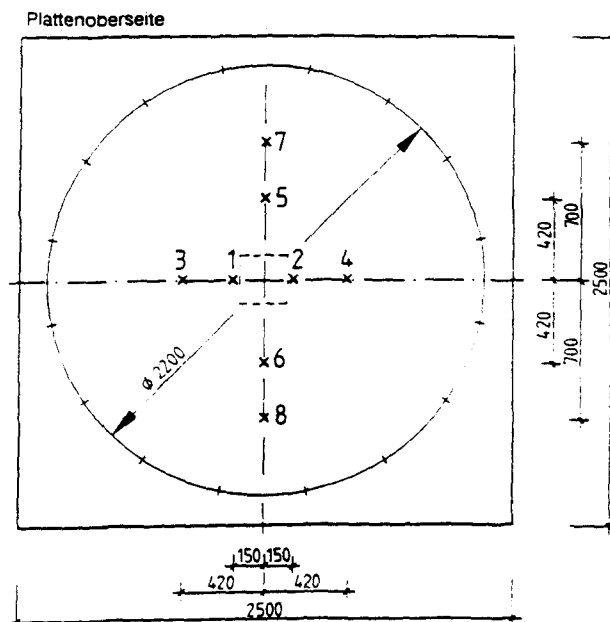
Die vertikale Verformung des Prüfkörpers wird an 8 Meßstellen (im Versuch 1 und 2 an 6 Meßstellen) gemessen, die in den Achsen der Platte angeordnet sind (Bild 3.6). Die Meßwertaufnahme erfolgt mit potentiometrischen Weggebern, wobei für die Meßwertübertragung ein Invar-Draht angeschlossen wird.

### 3.5 Temperaturmessung im Deckenquerschnitt und am Spannstahl



x 1-23 Lage der Temperaturmeßstellen

### 3.6 Verformungsmessung



x 1-8 Lage der Verformungsmeßstellen

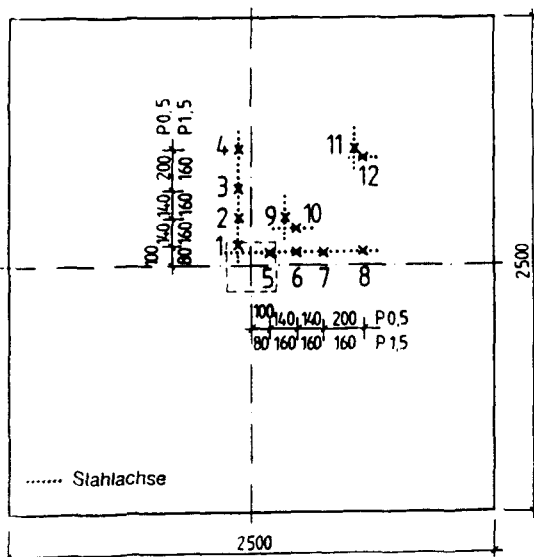
Die Verformungsmeßstellen 7 und 8 werden ab Versuch 3 ergänzt.

Zur Beobachtung des Dehnungsverhaltens der Biegebewehrung werden Dehnungsmeßstreifen 3 mm,  $k = 1,97$  der Firma Hottinger Baldwin Meßtechnik GmbH an ausgewählten Stellen angebracht (Bild 3.7).

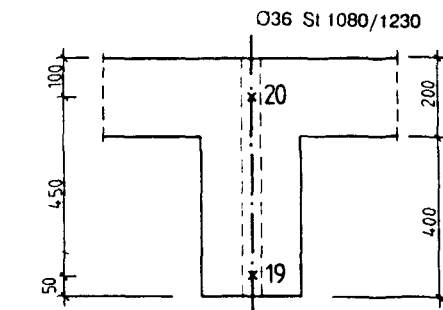
Diese Meßwerte unterliegen dem Einfluß der Temperatur und müssen dementsprechend korrigiert werden. In Abhängigkeit von der Durchwärmung der Platte wird die thermische Dehnung des Stahls (mit  $\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ ) von dem Brutto-Meßwert subtrahiert. Die vorhandenen Temperaturen liegen bei maximal  $100^\circ\text{C}$ , so daß eine thermische Beeinflussung der DMS unberücksichtigt bleiben kann.

### 3.7 Dehnungsmessung DMS

Plattenoberseite

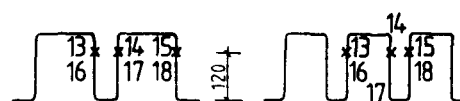


- x 1 4, 9, 11 Lage der DMS-Meßstellen obere Bewehrungslage
- x 5 8, 10, 12 Lage der DMS-Meßstellen untere Bewehrungslage



P 0,5/ mB

P 1,5/ mB



- x 13-15 Lage der DMS-Meßstellen Bügel 1 (Pos. 7)
- x 16-18 Lage der DMS-Meßstellen Bügel 2 (Pos. 7)

Die Anordnung von DMS an der Spannstange erfüllt hauptsächlich Kontrollfunktion. Die Kraft in der Spannstange wird mit Hilfe einer Ringkraftmeßdose vom Typ C 6 der Firma Hottinger gemessen.

Alle Meßwerte werden mit einer Vielstellenmeßanlage vom Typ Orion der Firma Schlumberger Solartron Instruments automatisch registriert. Die Auslösung der Messung erfolgt bei der "Kaltbelastung" per Hand, im Brandversuch automatisch einmal pro Minute.

Die Aufzeichnung der Rißbilder wurde nach der Kaltbelastung und auch Ausbau des Prüfkörpers nach dem Versuch vorgenommen. Zur Auswertung können noch die Photographien herangezogen werden, bei denen nach dem ersten Wasseraustritt der Rißverlauf an der Plattenoberseite sehr deutlich erkennbar ist. Genauere Rißmessungen sind während des Brandversuches infolge der Versuchsaufbaus nicht möglich.

### 3.3.4 Versuchsdurchführung

Der Versuchsablauf wurde in Kaltbelastung und Brandversuch unterteilt. Während der Kaltbelastung wird der unbelastete Prüfkörper mit der vorgesehenen Versuchslast = Anfangslast ( $t = 0$  min) belastet. Die Lasteintragung erfolgt in 5 bis 6 Laststufen und schließt mit einer zyklischen Belastung (3 x entlasten auf  $0,25 \cdot$  Versuchslast) ab. Diese Belastung wurde bis zum Beginn des Brandversuchs (Dauer ca. 1 - 2 h) konstant gehalten.

Im anschließenden Brandversuch wird angestrebt, die Brandraumtemperatur nach der ETK von DIN 4102 zu steuern. Zur Kontrolle sind 6 Thermoelemente ca. 10 cm unter der Plattenunterkante angebracht.

Die wichtigsten Versuchsdaten sind in Tab. 3.8 zusammengestellt; der Ablauf der Brandversuche unterscheidet sich in Abhängigkeit vom Versuchsziel:

- |             |  |
|-------------|--|
| 1, 2        | - Anfangslast wird über gesamte Versuchsdauer konstant gehalten, Die Versuchsplatte biegt sich zur feuerzugekehrten Seite, also entgegen der Lastrichtung, durch |
| 3, 4        | - mit mechanischer Pressensteuerung sollte eine Vertikalverformung entgegen der Lastrichtung verhindert werden, was nur unvollständig gelingt,                   |
| 5, 6, 9, 10 | - Kontinuierliche Steigerung der Belastung innerhalb der ersten 30 min um 25 % (Versuch 6) bzw. 40 % (Versuche 5, 9, 10),  |
| 7           | - erhöhte Anfangslast, zusätzlich Laststeigerung innerhalb der ersten 30 min um 20 %,  |



- 8                    - Platte wird an der Unterseite mit einer Brandschutzplatte ( $d = 20 \text{ mm}$ ) 300 mm umlaufend um den Stützbereich, geschützt, Laststeigerung innerhalb der ersten 30 min um 70 %.

Kriterien der Versuche in [3]:

- Für alle Versuche wurde die Anfangslast als zulässige Last nach DIN 1045 [4] berechnet,
- Versuche A,B - kontinuierliche Steigerung der Belastung um 1,0 %/min (A) bzw. 2,0 %/min (B),
- Versuche C,D - Anfangslast wird über gesamte Versuchsdauer konstant gehalten.

### 3.3.5 Versuchsbeobachtungen

Zunächst werden jene Beobachtungen beschrieben, die für alle zehn Versuche zutreffen. Spezielle Erscheinungen bei einzelnen Versuchsdurchführungen werden anschließend aufgeführt.

Das Alter der Prüfkörper lag zwischen 88 und 178 Tagen. Eine Beeinflussung der Versuchsergebnisse konnte daraus nicht erkannt werden.

Im Brandversuch kam es etwa in der 16. Minute zum ersten Wasseraustritt. Die Wasserabgabe erhöhte sich bis zur fast vollständigen Bedeckung der Oberfläche. Durch Einsatz eines Wasserabsaugers konnte freies Wasser auf der Deckenoberseite weitgehend entfernt werden. Nach 60 bis 70 Minuten begann das Abtrocknen der Prüfkörperoberseite.

Abplatzungen traten nur bei einem Teil der Versuche auf. Ihr Beginn lag bei der 12. bis 15. Minute, das Maximum bei der 15. bis 20. Minute; nach 20 bis 25 Minuten traten keine Abplatzungen mehr auf.

Rißbildung und Bruchlinien des Stanzkegels verliefen bei allen Versuchen ähnlich.

Auf der Oberseite entstand ein Rißnetz aus Tangential- und Radialrissen. Die maßstäbliche Darstellung ist aus Bild A 3.18 und A 3.19 ersichtlich.

Bei allen zehn Prüfkörpern war eine relativ symmetrische Bruchkegelausbildung zu beobachten. Die Prüfkörper mit niedrigem Bewehrungsgrad ( $\rho = 0,5 \%$ ) weisen dabei eine gleichmäßigere Rißvernetzung innerhalb des Bruchkegels auf als die Prüfkörper mit hohem Bewehrungsgrad ( $\rho = 1,5 \%$ ).

Zur Untersuchung der Bruchkegelausbildung in der Platte wurden die Prüfkörper der Versuche 7 - 10 entlang einer Achse aufgeschnitten. Eine maßstäbliche Darstellung der Bruchlinien in Bild A 3.20 zeigt eine Neigung des Bruchkegels von  $25^\circ$  bis  $36^\circ$ . Es war festzustellen, daß sich der Winkel mit zunehmender Laststeigerung bei Versuchsbeginn vergrößert. Weiterhin waren in allen Versuchen vertikale Risse am Außenrand der Platte zu beobachten, die auf die Lagerung des Prüfkörpers - kreisförmig gelagerte quadratische Platte mit mittiger Belastung - zurückzuführen sind. Es zeigten sich Radialrisse in den Plattenecken und Vertikalrisse an den Deckenstirnseiten (siehe Photos).

Außer den vergleichbaren Beobachtungen zeigte jeder Versuch noch spezielle Erscheinungen. Diese werden in einer Kurzbeschreibung (begleitend zu Tab. 3.8) zusammengefaßt.

- Versuch 1 - konstante Last über 120 min, danach Laststeigerung bis zum Bruch,
- Versuch 2 - Konstante Last über 120 min, danach Laststeigerung bis zum Bruch,
  - bereits bei Kaltbelastung ausgeprägte Rißbildung auf der Deckenoberseite (0,5 ... 1,0 mm),
- Versuch 3 - Laststeuerung derart, daß die thermische Verformung der Platte möglichst aufgehoben wird, wobei nach 13 min die Obergrenze der Presse erreicht ist,
  - Abplatzungen mit maximaler Tiefe von 66 mm,
  - Bruch nach 27 min,

- Versuch 4** - Laststeuerung wie bei Versuch 3, jedoch mit Presse höherer Kapazität.
- bereits bei Kaltbelastung ausgeprägte Rißbildung auf der Deckenoberseite (0,5 ... 1,0 mm)
  - Abplatzungen mit maximaler Tiefe von 125 mm,
  - Bruch nach 17 min,
- Versuch 5** - Steigerung der Anfangslast um 40 % bis  $t = 30$  min,
- Last konstant von 30 bzw. 90 min, danach Laststeigerung bis zum Bruch,
- Versuch 6** - Steigerung der Anfangslast um 25 % bis  $t = 30$  min,
- Last konst. von 30-90 min, danach Laststeigerung bis zum Bruch,
- Versuch 7** - erhöhte Anfangslast bewirkt nach Kaltbelastung bereits ein ausgeprägtes Rißnetz mit Rißbreiten von 1 - 2 mm,
- Laststeigerung um 25 % innerhalb von 30 min (0,83 %/min), wobei nach 29 min der Bruch eintritt,
  - Abplatzungen mit maximaler Tiefe von 74 mm,
- Versuch 8** - an der Unterseite mit VERMITECTA-Brandschutzplatte ( $d = 20$  mm) geschützt,
- Steigerung der Anfangslast um 70 % bis  $t = 30$  min, dann Last konstant,
  - geringe Abplatzungen außerhalb der Brandschutzplatten,
  - Bruch nach 70 min,
- Versuch 9** - Steigerung der Anfangslast um 40 % bis  $t = 30$  min,
- Abplatzungen mit maximaler Tiefe von 45 mm,
  - Last konstant bis 90 min, danach Laststeigerung bis zum Bruch,
- Versuch 10** - bereits bei Kaltbelastung ausgeprägte Rißbildung auf der Deckenoberseite (bis 1 mm),
- Steigerung der Anfangslast um 1,3 %/min, wobei nach 22 min der Bruch eintritt.

- Versuch A - Laststeigerung um 14 % mit 1,0 % je Minute  
- begleitet von großflächigen Abplatzungen tritt der Bruch nach 14 min ein,
- Versuch B - Laststeigerung um 16 % mit 2,0 % je Minute  
- der Bruch tritt nach 8 min ein,
- Versuch C - über die Gesamtversuchsdauer wird die Anfangslast konstant gehalten,  
- nach 180 min wird der Versuch beendet, ohne durch Laststeigerung einen Bruch herbeizuführen,
- Versuch D - die Anfangslast wird konstant gehalten,  
- nach 92 min wird der Versuch ohne Laststeigerung abgebrochen.

### 3.4 Zusammenstellung der Versuchsergebnisse

#### 3.4.1 Belastung der Prüfkörper

In Anlehnung an Abschnitt 3.3.5 Versuchsbeobachtungen wurde in Bild 3.9 die Belastung der Prüfkörper über die Versuchsdauer aufgetragen.

Die vorhandene Last - als Meßwerte der Kraftmeßdose - spiegelt den Versuchsaufbau wider, wobei Zahlen und Buchstaben den jeweiligen Versuch kennzeichnen. Wird bei einer Versuchsdauer von 120 min bzw. 90 min der Bruch des Versuchskörpers durch eine Laststeigerung erzeugt, zählt die dabei auftretende geringe Zeitdifferenz nicht zur angegebenen Versuchsdauer.

#### 3.4.2 Temperaturmeßwerte

Die Temperaturmessungen zeigen keine nennenswerten Abweichungen innerhalb der Versuche. Die Temperaturen am Spannstahl überschreiten 120 °C nicht, so daß der Versuchsaufbau (zulässige Stahlspannung) nicht beeinflusst wird.

Tabelle 3.8: Versuchsdaten

Zeile	Versuchsnummer	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	A	B	C	D
	Bezeichnung/Bewehrungsgehalt	P 0,5	P 0,5	P 1,5	P 1,5	P 1,5	P 1,5	P 0,5	P 1,5	P 0,5	P 0,5	P 1,5	P 1,5	P 1,5	P 1,5
	Schubbewehrung: o.B./m.B.	oB	mB	oB	mB	oB	oB	oB	oB	oB	mB	oB	oB	oB	oB
1	Versuchsdauer [min]	120	120	27	17	90	90	29	70	90	22	14	8	180	92
2.1	Anfangslast t = 0 min [kN]	229	372	330	520	232	238	404	334	227	359	287	287	260	260
2.2	Last bei t = 15 min [kN]	229	372	540	810	276	286	455	450	270	430	-	-	-	-
2.3	Last bei t = 30 min [kN]	229	372			328	300		565	320		-	-	-	-
3	Bruchlast im Brandversuch	492	475	550	810	386	380	500	568	410	460	345	360	-	-
4.1	Abplatzungen - im Mittel [mm]	-	-	40	80	-	-	55	-	20	35	vorh.		vorh.	
4.2	maximal [mm]			66	125			74	20	45	55				
5.1	Laststeigerung [%/min]	0	0	3,9	4,8	1,3	0,83	2,5	2,3	1,3	1,3	1,0	2,0	0	0
5.2	" absolut t ≤ 30 min [%]	0	0	67	56	40	25	72	70	40	28	20	25	0	0
6	mittlerer Durchmesser der Durchstanzkegel-Oberseite [m]	1,35	1,51	1,86	1,85	1,38	1,28	1,70	1,52	1,30	1,45				
7	Bemessungslast nach EC 2, neu [kN] $V_{Rd1} + \Sigma 0,50 A_{sw} \cdot f_{yd}$	337	436	440	587	386	386	358	455	337	436	253	253	253	253
8	Bruchlast/Bemessungslast EC, neu [kN]	1,46	1,10	1,25	1,38	1,00	0,98	1,40	1,25	1,22	1,05	1,36	1,42	Versuche abgebrochen	
9	geschätzte Kalt-Bruchlast *)														
9.1	ohne Schubbewehrung [kN]	680		1260		950	950	780	1490	667		530	530	510	510
9.2	mit Schubbewehrung [kN]		710		1310						710				

\*) vergleiche Tab. Bild 2.9, Werte  $V_{U,R}$

5/18

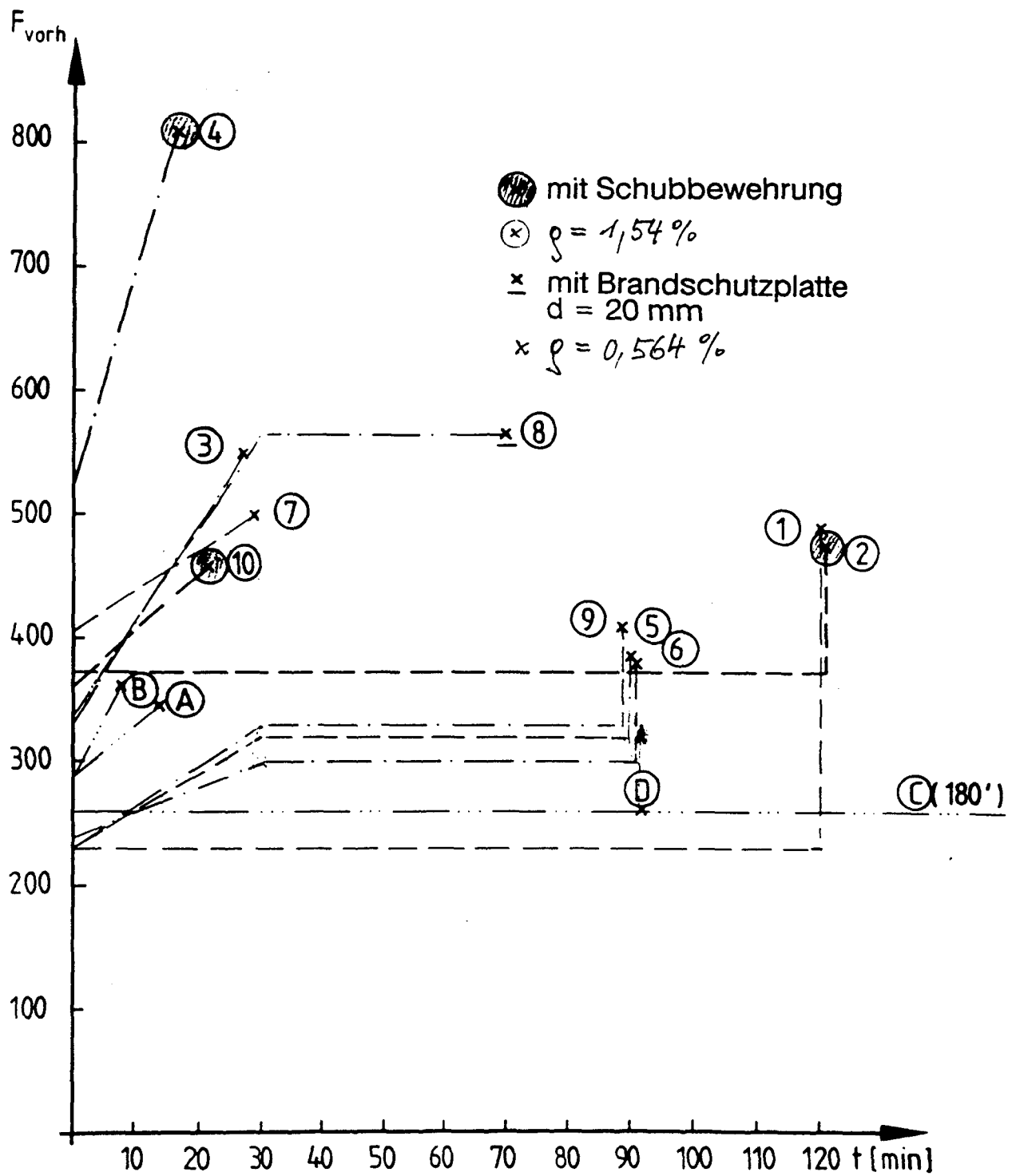


Bild 3.9 Belastung der Prüfkörper im Brandversuch

Tabelle 3.10: Angaben für Rechnung nach EC 2, Teil 1 mit  $1,0 \cdot \tau_{Rd}$  neu

Zeile	Versuchsnummer	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	A	B	C	D
	Bezeichnung/Bewehrungsgehalt	P 0,5	P 0,5	P 1,5	P 1,5	P 1,5	P 1,5	P 0,5	P 1,5	P 0,5	P 0,5	P 1,5	P 1,5	P 1,5	P 1,5
		oB	mB	oB	mB	oB	oB	oB	oB	oB	mB	oB	oB	oB	oB
1	Material														
1.1	Beton $f_{ck} = f_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	46	46	51	51	35	35	52	52	44	44	41	41	39	39
1.2	$\tau_{Rd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	0,38	0,38	0,40	0,40	0,35	0,35	0,41	0,41	0,38	0,38	0,37	0,37	0,37	0,37
1.3	Stahl $f_{yd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]								435						
1.4	$f_{yd}$ Schub [N/mm <sup>2</sup> ]		435		435						435				
2	statische Nutzhöhe [mm]	167	166	168	165	162	165	169	166	169	168	120	120	120	120
3	Längsbewehrung [%]	0,564	0,565	1,54	1,54	1,54	1,54	0,564	1,54	0,564	0,564	1,75	1,75	1,75	1,75
4	Schubbewehrung [cm <sup>2</sup> ]	-	4,52	-	6,78	-	-	-	-	-	4,52	-	-	-	-
5	Untere Bewehrung am Stützenanschluß [cm <sup>2</sup> ]	9,05	9,05	16,08	16,08	16,08	16,08	9,05	16,08	9,05	9,05	2,26	2,26	2,26	2,26
6	mittlere statische Nutzhöhe	$d_m = 167 \text{ mm}$										$d_m = 120 \text{ mm}$			
7	Kritischer Rundschnitt	$u_m = 2575 \text{ mm}$										$u_m = 2130 \text{ mm}$			
8	Stützenquerschnitt	250 mm/250 mm										250 mm/250 mm			
9	Bemessungswerte														
9.1	$V_{Rd1}$ [kN]	337	337	440	440	386	386	358	455	337	337	253	253	253	253
9.2	Anteil Schubbewehrung <sup>*)</sup> [kN]		197		294,0						197				
9.3	$V_{Rd1} + V_{Schub}$ [kN]		534		734						534				

\*)  $A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot \sin \alpha$  mit  $\alpha = 90^\circ$ ; gegenüber  $0,5 \cdot A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot \sin \alpha$  in Tab. 3.8, Zeile 7!

Die für die Auswertung interessierenden Temperaturwerte sind auf Bild A 3.6 zusammengefaßt. Eine charakteristische Darstellung der Temperaturverteilung verdeutlicht:

- Der Temperaturgradient steigt mit zunehmender Versuchsdauer,
- die Temperatur im Querschnitt in Höhe der oberen Bewehrung übersteigt 100 °C nicht,
- Beeinflussungen der Temperaturentwicklung im Querschnitt sind aus Abplatzungen mit großer Tiefe zu erwarten.

Für weitergehende Berechnungen kann die Temperaturverteilung über die Deckenhöhe nach Bild A 3.6 herangezogen werden; Angaben für die Versuchsauswertung sind in Tab. Bild 3.10 zusammengefaßt (siehe hierzu auch Tab. 2.15 in Abschnitt II).

### 3.4.3 Durchbiegung

Die Meßwerte sind den Bildern A 3.7 - A 3.9 zu entnehmen. Für alle Versuche gilt ein gleicher Ordinatenmaßstab. Die Abszisse wird in drei Maßstäben, abhängig von der Versuchsdauer, unterteilt. Das Bild A.3.10 zeigt die Durchbiegungs-Zeit-Kurven der Versuche A - D.

In Bild A 3.7 sind die Versuche 1,2 und 9,10 dargestellt, für die jeweils die gleiche Versuchsstrategie maßgebend ist (Tab. A 3.4). Im Vergleich der Prüfkörper ohne und mit Schubbewehrung ist erkennbar:

- Die Durchbiegung unter Kaltbelastung ist bei P 0,5/mB größer,
- die Verformung infolge der Temperaturbelastung erzeugt bei P 0,5/oB höhere Werte.

Im Vergleich der Versuche 1/2 mit 9/10 wird erkennbar, daß die thermisch bedingte Verformungsdifferenz bei den Versuchen 9/10 infolge der Laststeigerung zu Versuchsbeginn bedeutend geringer ausfällt. Außerdem zeigen die Meßwerte von Versuch 9 deutlich die Lastverformung bis zum Bruch.

Das Bild A 3.8 zeigt die Meßwerte der Prüfkörper 5, 6 und 8 (P 1,5/oB). Für die Versuche 5 und 6 - mit ähnlichem Versuchsablauf - liegen vergleichbare Meßwerte vor. Einer vergleichsweise geringen Durchbiegung aus der Kaltbelastung schließt sich eine kontinuierliche thermische Verformung bis  $t = 90 \text{ min}$



an. Der Versuch 8 unterscheidet sich durch eine Brandschutzplatte von 20 mm Dicke, die um den Stützenstummel allseitig 30 cm weit Schutz gegen Durchwärmung der Platte bot. Infolge der sehr hohen Laststeigerung bis  $t = 30$  min bleibt die Durchbiegunszunahme während des Brandversuchs gering, der Bruch kündigt sich aber nicht durch eine Verformung in Lastrichtung an (Bild A 3.8).

In Bild A 3.9 werden die Versuche 7, 3 und 4 dargestellt. Der Versuch 7 ist durch eine um 50 % höhere Anfangslast charakterisiert, die zu einer vergleichsweise hohen Durchbiegung aus der Kaltbelastung führt. Eine Laststeigerung unter Brandbelastung reduziert die thermische Verformung, und ab der 20. Minute tritt eine geringe Verformung in Lastrichtung bis zum Eintreten des Bruches auf. In den Versuchen 3 und 4 sollte eine entsprechende Laststeigerung dem thermischen Verformungsbestreben entgegenwirken. Im Versuch 3 treten Beschränkungen aus der Leistungsfähigkeit der Presse auf, in Versuch 4 kann das gewählte Prinzip durchgesetzt werden. Außerdem ist festzustellen, daß im Vergleich der zehn Versuche Unterschiede zwischen den einzelnen Meßpunkten gleicher Radian nur im Versuch 4 deutlich auftreten.

Andere Verläufe der Durchbiegungs-Zeit-Kurven sind aus den Versuchen A - D in Bild A 3.10 abzulesen. Die Meßstellen sind in ihrer Anordnung mit denen der Versuche 1 - 10 vergleichbar. Mit definierter Laststeigerung wird bei den Prüfkörpern der Versuche A und B ein frühzeitiger Bruch hervorgerufen. Während der Versuchsdauer folgen beide Prüfkörper der thermischen Verformung. Die Durchbiegunszunahme ist bei Versuch B geringer, da eine höhere Laststeigerung erfolgt. In den Versuchen C und D - bei konstant bleibender Anfangslast - ist das Durchbiegungsverhalten gekennzeichnet durch

- thermisch bedingte Durchbiegung bis ca.  $t = 30$  min,
- danach Verformungsumkehr in die Lastrichtung und
- kontinuierlichen Verformungszuwachs, ohne daß sich ein Bruch ankündigt.

#### 3.4.4 Stahldehnung der Biege- und Schubbewehrung

Die Stahldehnungen - mit DMS gemessen und entsprechend Abschnitt 3.3.3 um die temperaturbedingte Dehnung des Stahles reduziert - sind in Bild A 3.11 bis A 3.17 graphisch dargestellt.

Die Meßwerte der Versuche 1 und 3 in Bild A 3.11 unterscheiden sich sehr stark. Im Versuch 1 - ohne Laststeigerung - steigen die Werte relativ gering an und überschreiten  $2\text{ ‰}$  nicht. Die Laststeigerung im Versuch 3 läßt sich an den Meßwerten gut nachvollziehen. Der Meßwert aus Kaltbelastung verdoppelt sich bei kontinuierlichem Lastanstieg bis zum Bruch, überschreitet aber  $2\text{ ‰}$  nicht.

Die Versuche 5 und 6 (Bild A 3.12) zeigen ähnliche Meßwerte. Die Laststeigerung zum Versuchsanfang verursacht ein Ansteigen der Stahldehnung, deren Maximalwerte jedoch  $1,5\text{ ‰}$  nicht überschreiten.

Zwei Versuche mit verändertem Ablauf - Versuche 7 und 8 - sind in Bild A 3.13 dargestellt. Die erhöhte Anfangslast im Versuch 7 spiegelt sich in einer hohen Stahldehnung zu Versuchsbeginn (max.  $2,5\text{ ‰}$ ) wider. Die zusätzliche Lasteintragung bewirkt ein weiteres Ansteigen der Stahldehnung (vermutlich Fließen) bis zum Bauteilversagen. Infolge kurzfristig aufgetretener Probleme bei der Meßwerterfassung stehen die DMS-Meßwerte nur bis zur 21. Minute zur Verfügung. Im Versuch 8 - mit Brandschutzplatte und sehr hoher Laststeigerung - ist ein starker Anstieg der Stahldehnung zu verzeichnen. Die Maximalwerte ( $\sim 2,2\text{ ‰}$ ) werden nach Abschluß der Laststeigerung erreicht und sinken anschließend wieder ab.

Im Versuch 9 (Bild A 3.14) wird der Verlauf der Dehnung - einschließlich der abschließenden Laststeigerung bis zum Versagen des Prüfkörpers - demonstriert. Die Dehnung aus Kaltbelastung liegt unter  $1\text{ ‰}$ . Durch die Laststeigerung innerhalb der ersten 30 Minuten steigen die Meßwerte bis auf max.  $2,8\text{ ‰}$  an. Die Laststeigerung bis zum Bruch (nach der 90. Minute) bewirkt erneut eine Zunahme der Dehnung.

Die Stahldehnungen der schubbewehrten Prüfkörper sind in den Bildern A 3.15 - A 3.17 dargestellt. Die Versuche 2 und 10 - schwach bewehrt - zeigen trotz unterschiedlicher Versuchsdurchführung ähnliche Ergebnisse. Die Kaltbelastung erzeugt bereits eine hohe Stahldehnung von max.  $2\text{ ‰}$  (Versuch 2) bzw.  $2,5\text{ ‰}$  (Versuch 10) bei nur geringer Dehnung der Schubbewehrung mit  $1\text{ ‰}$  (Versuch 2) bzw.  $0,6\text{ ‰}$  (Versuch 10). Im Versuch 2 - ohne Laststeigerung - steigt die Stahldehnung an der Biegebewehrung bis zur 50. Minute an und erreicht Werte bis  $3,2\text{ ‰}$ . Diese Dehnung geht bei Versuchsende nur geringfügig zurück; es handelt sich daher um Fließdehnungen. Die Dehnung der Schubbewehrung

ung steigt bis zur 25. Minute (max. 1,7 ‰) an und sinkt danach stark ab. Im Versuch 10 steigen die Dehnungen der Biegebewehrung bis zum Bruch konstant an (max. 4,5 ‰, Fließen). Die Schubbewehrung zeigt nur geringen bis keinen Zuwachs (max. 1,5 ‰).

Anderes Verhalten zeigen die höher bewehrten Prüfkörper: Die Dehnungen aus der Kaltbelastung betragen max. 1,6 ‰ (Biegebewehrung) bzw. max. 0,6 ‰ (Schubbewehrung). An den Meßwerten ist die Versuchsdurchführung - thermische Verformung wird durch Laststeigerung behindert - im Kurvenverlauf abzulesen. Mit zunehmender Versuchsdauer nimmt die Dehnung der Schubbewehrung ( $> 3,5$  ‰ Fließen) stärker zu als die der Biegebewehrung (max. 2,8 ‰).

Die Meßwerte der Stahldehnung lassen sich abschließend zusammenfassen:

- Fließen tritt bei einer Dehnung von etwa 2,6 ‰ ein,
- bei Versuchsdauer  $t > 30$  min wird die maximale Dehnung bei  $t = 40 - 50$  min erreicht,
- die Dehnung der Biegebewehrung ist unter Kaltbelastung bei den höher bewehrten Prüfkörpern niedriger als bei den geringer bewehrten Prüfkörpern,
- Dehnungswerte  $> 2,5$  ‰ werden bei Prüfkörpern ohne Schubbewehrung nur bei niedrigem Bewehrungsgrad (Versuche 7 und 9) erreicht,
- größere Dehnungsmeßwerte ergeben sich bei den schubbewehrten Prüfkörpern, wobei eine spürbar mittragende Wirkung der Schubbewehrung nur bei Versuch 4 (höherer Bewehrungsgrad) erkennbar wird.

#### 3.4.5 Rißbilder

Die Aufzeichnung der Bruch- und Rißlinien erfolgt manuell und per Fotografie. Das Bild A 3.18 zeigt die Rißbilder der Deckenoberseite der gering bewehrten Prüfkörper. Auffällig ist der orthogonale Verlauf der Risse im Bruchkegel (Versuche 1, 2, 9, 10). Dagegen weist Versuch 7 (mit erhöhter Anfangslast) vorrangig einen radialen Rißverlauf auf. Der Bruchkegel ist stets deutlich ausgebildet und weist bei den Versuchen ohne Laststeigerung (Versuch 1, 2) eine ausgeprägte rechteckige Form auf.

Unterschiedlicher sind die Rißbilder der stärker bewehrten Prüfkörper in Bild A 3.19. Die Rißbildung innerhalb des Durchstanzkegels ist in ihrer Dichte unterschiedlich, aber radial und tangential ausgebildet. Der Bruchkegel bildet an der Deckenoberseite keine geschlossene Bruchlinie wie bei den schwach bewehrten Prüfkörpern. Er weist sehr unterschiedliche Abmessungen auf, was auf die Laststeigerung innerhalb der ersten 30 Minuten ( $> 2,3 \dots 4,8 \text{ \%/min}$  bei Versuchen 3, 4, 8 und  $< 0,83 \dots 1,3 \text{ \%/min}$  bei Versuchen 5, 6) zurückgeführt werden könnte.

Zur Bruchkegelausbildung im Querschnittsinneren: Vier Prüfkörper wurden aufgeschnitten. Nach Abtrennen des Stützenstummels (bei Versuch 7 wurde er komplett herausgestemmt) erfolgt der Schnitt in Plattenachse - Bild A 3.20. Abplatzungen wurden als schwarz angelegte Flächen gekennzeichnet.

Der Prüfkörper mit hoher Bewehrung (Versuch 8) zeigt eine eindeutige Bruchlinie. Jeweils mehrere Bruch-Rißlinien weisen die Versuche 7, 9 und 10 auf.

Die Winkelangaben geben die Neigung der Bruchlinien gegenüber der Plattenmittelfläche an. Neigungswinkel und Rißverlauf stimmen recht gut mit den theoretischen Annahmen über den Bruchverlauf unter Druckbeanspruchung überein (Bruchkegelneigung vom Stützenrand ab  $\sim 30^\circ$ ).

### 3.5 Zusammenfassung und Auswertung

#### Durchbiegungen:

Zur Auswertung des Durchbiegungsverhaltens stehen 14 Versuche zur Verfügung. Zunächst wird die Durchbiegung unter Kaltbelastung betrachtet.

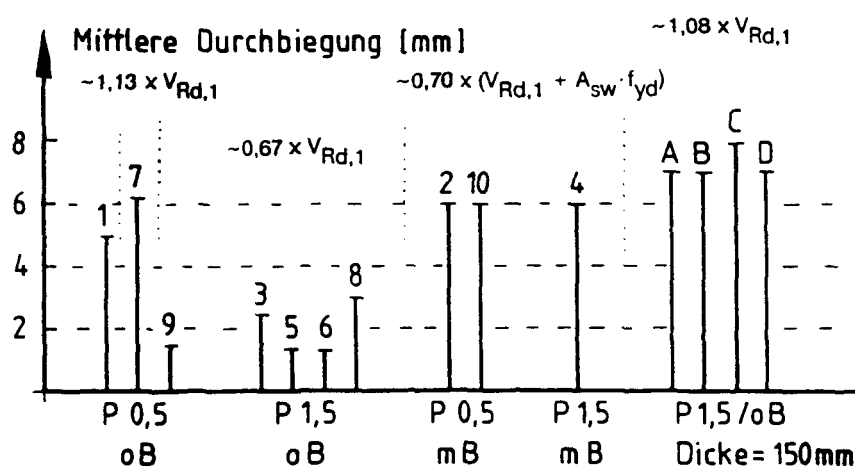


Bild 3.11 Mittlere Durchbiegung unter Kaltbelastung

Zur Angabe der aufgetragenen Belastung werden die Werte  $V_{Rd,1}$  aus Tabelle 3.8 herangezogen.

Zum Balkendiagramm ist anzumerken, daß

- die unterschiedlichen Meßwerte zwischen Versuch 1 und 9 nach der Kaltbelastung darauf zurückzuführen sind, daß infolge einer ungenauen Pressenangabe kurzzeitig eine höhere Last als  $0,67 \cdot V_{Rd,1}$  auf den Prüfkörper (Versuch 1) einwirkte;
- im Versuch 7 wird eine höhere Anfangslast im Kaltzustand - im Vergleich zu den anderen Versuchen - eingetragen,
- für die Versuche A - D wurde die zulässige Last nach DIN 1045 zur Festlegung der Anfangslast zugrunde gelegt.

Die graphische Darstellung der Meßwerte zeigt, daß für Prüfkörper ohne Schubbewehrung relativ kleine Durchbiegungen ( $< 3 \text{ mm}$ ) unter Kaltbelastung auftreten. Eine Erhöhung der Anfangslast - Versuch 7 - bewirkt deutlich höhere Durchbiegungswerte ( $\sim 6 \text{ mm}$ ). Vergleichbar hohe Durchbiegungen treten bei allen schubbewehrten Prüfkörpern auf. Daraus ist erkennbar, daß die Tragfähigkeit der Schubbewehrung nicht mit 100 % in die Berechnung für die zulässige Belastung einfließen darf.

Die Anfangslast der Versuche A - D wurde unter anderen Aspekten ermittelt und wird im Balkendiagramm in Abhängigkeit von der vergleichbaren Last nach EC 2, Teil 1 angegeben. Die Höhe der angegebenen Last begründet auch die großen Durchbiegungs-Meßwerte unter Kaltbelastung.

Vergleich mit Rechenwerten:

Die Mitten-Durchbiegung einer umfangsgelagerten, einspannungsfreien Kreiskeibe unter mittiger Einzellast ergibt sich nach [8] zu

$$f_{m,p} = P \cdot r^2 / (16,8 \cdot K)$$

(Zustand I)

$$f_{m,p} = P \cdot 1,21 / (16,8 \cdot 18 \cdot 10^3)$$

$$= 0,004 \cdot P$$

$$r = 1,1 \text{ m}, h = 0,2 \text{ m}$$

$$K = E_c \cdot J / (1 - \mu^2)$$

$$= E_c \cdot h^3 / 12 = 18 \text{ MNm}^2, \text{ mit}$$

$$\mu = 0, E_c = 0,27 \cdot 10^5 \text{ MN/m}^2$$

$$f_{m,p} \text{ in mm}, P \text{ in kN}$$

Im Zustand II und nach 30 min Brandangriff ergibt sich mit einem Abminderungsbeiwert  $\beta_T = 0,20$

$$f_{m,p} = 0,020 \cdot P$$

Entsprechend ergibt sich für die Platte mit  $h = 150 \text{ mm}$

im Zustand I  $f_{m,p} = 0,0094 \cdot P$  und

im Zustand II mit  $\beta_T = 0,17$   $f_{m,p} = 0,055 \cdot P$

In der folgenden Tabelle werden aus den gemessenen Durchbiegungen  $f_{m,Test}$  und den zusätzlichen Durchbiegungen  $\Delta f_{m,p}$  aus Laststeigerung  $\Delta P$  die reinen thermischen Durchbiegungen  $f_{\Delta T}$  nach 30 Minuten Branddauer mit dem Ansatz

$$f_{\Delta T} = f_{m,T} + \Delta f_{m,p}$$

ermittelt. Hierbei wurde  $\Delta f_{m,p}$  je nach Beanspruchung nach Zustand I oder II ermittelt (Zustand II i.d.R. für  $\rho = 0,56 \%$ )

Tabelle 3.12: Mittendurchbiegungen nach 30 min ETK-Belastung

Versuch	P	$\Delta P$	$\Delta f_{m,p}$	$\rho$	$f_{m,Test}$	$f_{\Delta T}$
	kN	kN	mm	%	mm	mm
1	229	0	0	0,56	12,5	12,5
2	372	0	0	0,56	9,0	9,0
3	330	220*	4,5	1,54	3,5	8,0
4	520	290*	5,8	1,54	1,5	7,3
5	232	100	0,4	1,54	8,0	8,4
6	238	90	0,4	1,54	8,0	8,4
7	404	100*	2,0	0,56	4,3	6,3
8	334	234	0,9	1,54	4,5	5,4
9	227	103	2,0	0,56	7,0	9,0
10	359	101*	2,0	0,56	3,2	5,2 i.M. = 8,1 mm
A	287	58*	3,2	1,75	5,0	8,2
B	287	73*	4,0	1,75	2,0	6,0
C	260	0	0	1,75	16,0	16,0
D	260	0	0	1,75	10,0	10,0 i.M. = 10,0 mm

Die mit \* gekennzeichneten Versuche versagten schon vor 30 min Branddauer.

Der Durchbiegungsablauf während der Brandversuche ist in Bild A 3.21 durch die Differenzbeträge zwischen der im Brandversuch aufgetretenen Durchbiegung und der Durchbiegung bei  $t = 0$  min dargestellt. Dabei wird erkennbar, daß bei allen Versuchen mit Deckendicke = 200 mm über die gesamte Versuchsdauer die thermische Verformung dominiert. Anders ist das Verhalten der Prüfkörper mit

150 mm Deckendicke, bei denen sich mit zunehmender Versuchsdauer (und Erwärmung) der Verlauf der Durchbiegung umkehrt und der Lastrichtung folgt, was auf den niedrigeren Temperaturgradienten der dünneren Platten hinweist.

Die rechnerische Ermittlung der thermischen Mittendurchbiegungen der Versuchsplatten nach 30 min ETK-Belastung wird durch den Umstand ungünstig beeinflusst, daß im Unterschied zum Feldbereich einer Platte mit Zug an der Unterseite hier Druck aus äußerer Last auftritt mit Zug und Ribbildung an der Oberseite.

Der Krümmungsradius in einem solch kleinen und hoch belasteten negativen Momentenbereich mit Rissen an der Oberseite wird bei Temperaturbeanspruchung von unten kleiner als im "Normalfall", das Bauteil ist verformungsweicher. Als weitere Ursache ist die Annäherung der Stahlspannungen in der oben liegenden Bewehrung an die Fließgrenze zu vermuten.

Rechnerisch ergibt sich nach [8]  $f_{\Delta T}$  für die Platte mit  $h = 200$  mm zu

$$f_{\Delta T} = r^2 \cdot \alpha_T \cdot \Delta T / (2 \cdot d) \quad \text{mit } \Delta T = 180 \text{ und } d = 170 \text{ mm}$$

$$= 6,4 \text{ mm,}$$

demgegenüber aus Versuch i.M. 8,1 mm und für die Platte mit  $h = 150$  mm zu

$$f_{\Delta T} = 10,1 \text{ mm} \quad \text{mit } \Delta T = 200 \text{ und } d = 120 \text{ mm}$$

in guter Übereinstimmung mit dem Versuchswert 10,0 mm.

Rechnerisch ergeben sich die Biegemomente einer Kreisplatte unter mittiger Einzellast  $P$  nach [8] in kNm zu

$$m_r = P \cdot 0,2139 / (1 + \mu)$$

$$m_\varphi = P \cdot 0,2801 / (1 + \mu)$$

Wegen der Anordnung der Bewehrung in orthogonalen Scharen wird  $m_\varphi$  als maßgebend angesehen - was auch mit Erstaufreten von Radialrissen im Einklang steht.



Mit einer mittleren Betonzugfestigkeit  $f_{ct}$  von  
 $3,0 \text{ MN/m}^2$  und  $W = 0,2^2/6 \text{ m}^3$  wird  
 $P_R \approx 86 \text{ kN}$  Rißlast

Das Fließmoment ergibt sich für  $f_y \approx 530 \text{ MN/m}^2$  und  $\rho = 0,564 \%$ ,  $A_s =$   
 $d \cdot 100 \cdot \rho = 17 \cdot 0,564 = 9,6 \text{ cm}^2$ ,  $z = 14,5 \text{ cm}$  zu

$$m_\varphi \approx m_y = z \cdot A_s \cdot f_y = 0,145 \cdot 9,6 \cdot 530 \cdot 10^{-4} = 74 \text{ kNm, mit } \mu = 0$$

wird die Fließlast

$$P = 74/0,2801 = 265 \text{ kN} \quad (\text{Fließlast})$$

Für  $\rho = 1,54 \%$  ergibt sich als Fließlast

$$P = 723 \text{ kN}$$

**Stahldehnungen/Stahlspannungen:**

Meßwerte der Stahldehnung liegen aus den Versuchen 1 - 10 vor. Die Meßstellen sind (nach Bild 3.4) an der tragenden Bewehrung - Biege- und Schubbewehrung - angeordnet. Unter Berücksichtigung der Querschnittsdurchwärmung (Bild A 3.6) wurde bei einer Versuchsdauer  $t > 30 \text{ min}$  eine Reduzierung des Meßwertes um den Betrag der thermischen Stahldehnung mit  $\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$  vorgenommen.

Die Meßwerte aus Bild A 3.11 - A 3.17 werden für die nachfolgende Auswertung herangezogen. Für eine bessere Vergleichbarkeit der Meßergebnisse wurden in einem Balkendiagramm (Bild 3.12) die charakteristischen Maximalwerte aus Kaltbelastung (gestrichelte Linie) und aus dem Brandversuch aufgetragen. Für Prüfkörper mit Schubbewehrung werden Biegezug- und Schubbewehrung - jeweils rechts - nebeneinander dargestellt.

Bei den Versuchen mit Platten ohne Schubbewehrung mit einer Anfangslast von  $\sim 0,67 \cdot V_{Rd,1}$  (außer Versuch 7) überschreiten die Stahldehnungen einen Wert von  $1 \text{ ‰}$  kaum (Versuch 1 wegen kurzzeitiger Höherbelastung im Kaltzustand  $> 1 \text{ ‰}$ ). Somit kann diese Last sicher von der ermittelten Bewehrung aufgenommen werden. Im Versuch 7 erreichen die Dehnungen max.  $2,5 \text{ ‰}$  und liegen bereits im Bereich der Fließgrenze. Im Brandversuch erreichen die höher bewehrten Prüfkörper die  $2,0 \text{ ‰}$ -Dehngrenze nur bei sehr hoher Laststei-

gerung (Versuch 3 und 8). Fließerscheinungen der Biegebewehrung sind nur bei schwach bewehrten Prüfkörpern mit Laststeigerung zu beobachten (Versuch 7 und 9).

Demgegenüber überschreiten die Spannungen in den Biegebewehrungen der schubbewehrten Versuchsplatten (Versuche 2, 4 und 10) deutlich die Fließgrenze, wobei bereits unter Kaltbelastung - Versuch 10 - die Fließspannungsgrenze erreicht wird. Auch dies zeigt, daß der Tragfähigkeitszuwachs durch Schubbewehrung nach EC 1, Teil 1, Gl. 4.58 zu hoch angesetzt wird.

Eine spürbare Beteiligung der Schubbewehrung am Tragverhalten ist nur bei dem höher bewehrten Versuch 4 zu erkennen. In diesem Versuch tritt auch in der Schubbewehrung Fließen auf.

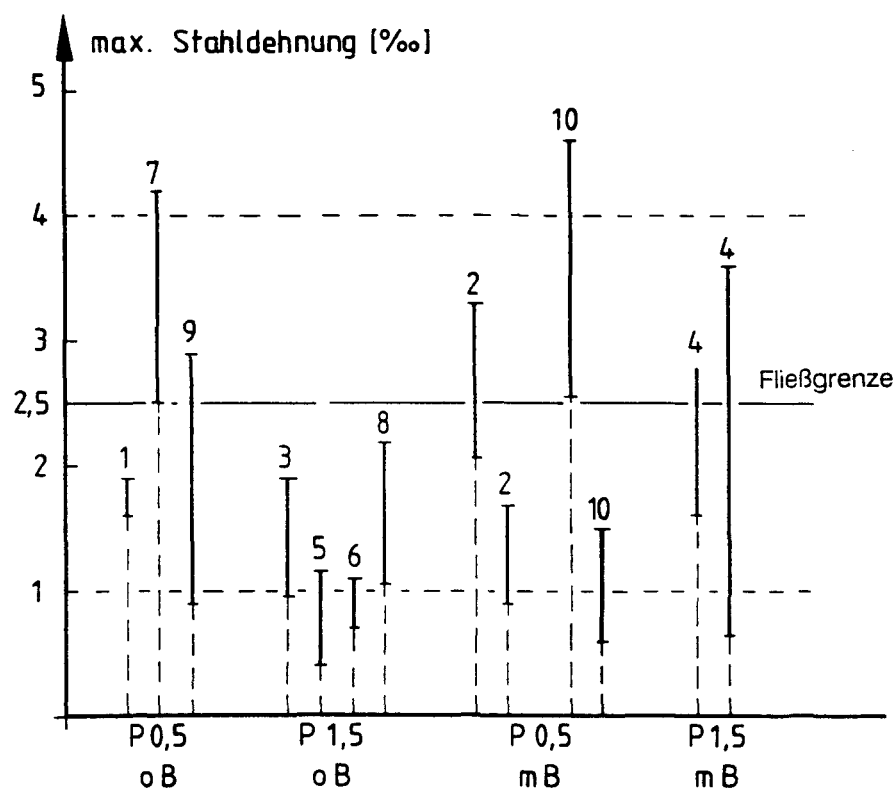


Bild 3.13 Maximale Stahldehnungen nach Kaltbelastung und im Brandfall

Unter der Annahme einer mittleren Fließgrenze bei 2,5 ‰ Stahldehnung sind die Versuchsergebnisse wie folgt zusammenzufassen:

- Nach Abschluß der Kaltbelastung wird die Fließgrenze in der Biegebewehrung bei Versuch 7 (mit erhöhter Anfangslast) in etwa erreicht, ebenso bei den Versuchen 2 und 10 - schwach bewehrt mit Schubbewehrung,

- bei Prüfkörpern ohne Schubbewehrung erreichen nur die schwach bewehrten Platten mit Laststeigerung im Brandfall die Fließgrenze,
- im Gegensatz dazu erreichen alle Prüfkörper mit Schubbewehrung in der Biegezugbewehrung unter Brandeinwirkung die Fließgrenze,
- die Schubbewehrung erreicht nur im Versuch 4 (hoher Bewehrungsgrad) die Fließgrenze.

### Rißbildung und Bruchkegel

Zur Auswertung der Rißbilder werden die Versuche 1 - 10 (Bilder A 3.18 bis A 3.20 und Photos) herangezogen. Die Rißbilder zu den Versuchen A - D sind auf Bild A 3.22 dargestellt.

Im Versuchsablauf zeigten sich zunächst Haarrisse, überwiegend in radialer Richtung verlaufend; erst nach längerer Versuchsdauer traten Risse in Ringrichtung deutlicher hervor, die schließlich in die Bruchlinie des Bruchkegels übergingen.

Eine Nachrechnung der Plattenmomente nach [8] zeigt, daß infolge der gegenüber  $m_p$  größeren Momente  $m_\varphi$  zunächst Radialrisse zu erwarten sind, die schon im Kaltversuch bei  $P \approx 90 \text{ kN}$  zu Betonzugspannungen in der Größenordnung der Zugfestigkeit führen.

Durch Ausmessen des Bruchkegels auf der Plattenoberseite wird für jeden Versuch ein Mittelwert "Durchmesser - Bruchkegel" gebildet. Diese Werte ergeben in graphischer Darstellung annähernd lineare Zusammenhänge in Bezug auf Versuchsdauer und Laststeigerung (Bild 3.14). Demgegenüber fallen die Ergebnisse der Versuche 1 und 2 (ohne Laststeigerung) aus diesen Betrachtungen heraus.

Die eingetragene Gerade zeigt in Abhängigkeit von der Versuchsdauer eine abfallende Tendenz.

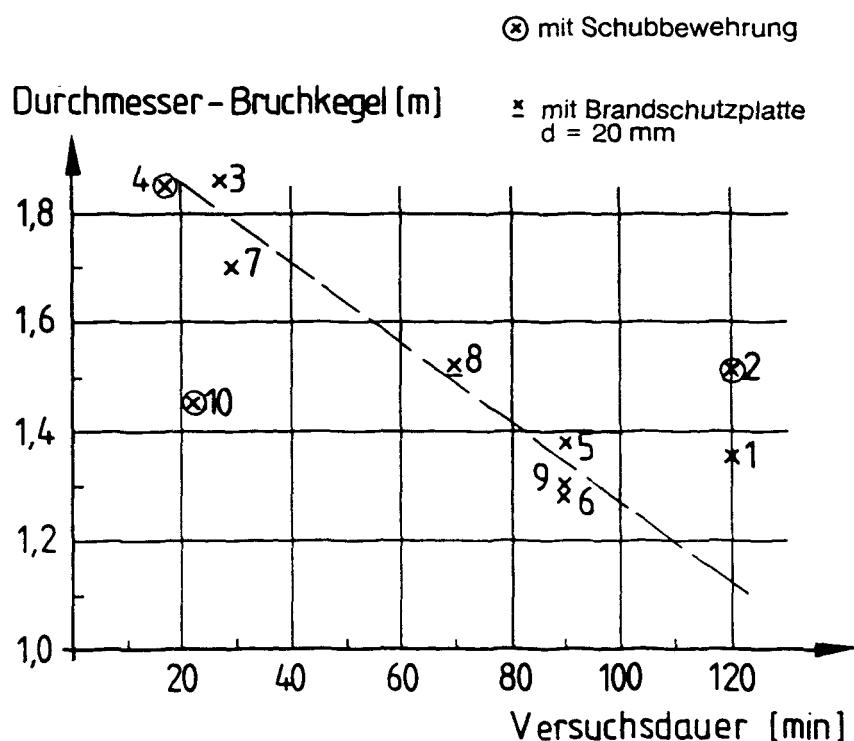


Bild 3.14 Durchmesser-Bruchkegel - Versuchsdauer

Somit zeigt sich, daß mit zunehmender Versuchsdauer der Durchmesser des Bruchkegels kleiner wird, was auf eine entsprechende Vergrößerung des Winkels der "Bruchlinie" gegenüber der Plattenmittelfläche hindeutet.

Im folgenden Diagramm (Bild 3.15) kann eine Abhängigkeit des Durchmessers (Bruchkegel) von der Laststeigerung in den ersten 30 Versuchsminuten abgelesen werden. Die eingezeichnete Gerade mit steigender Tendenz unterstreicht, daß mit Zunahme der Laststeigerung und Verkürzung der Versuchsdauer der Durchmesser des Bruchkegels größer wird.

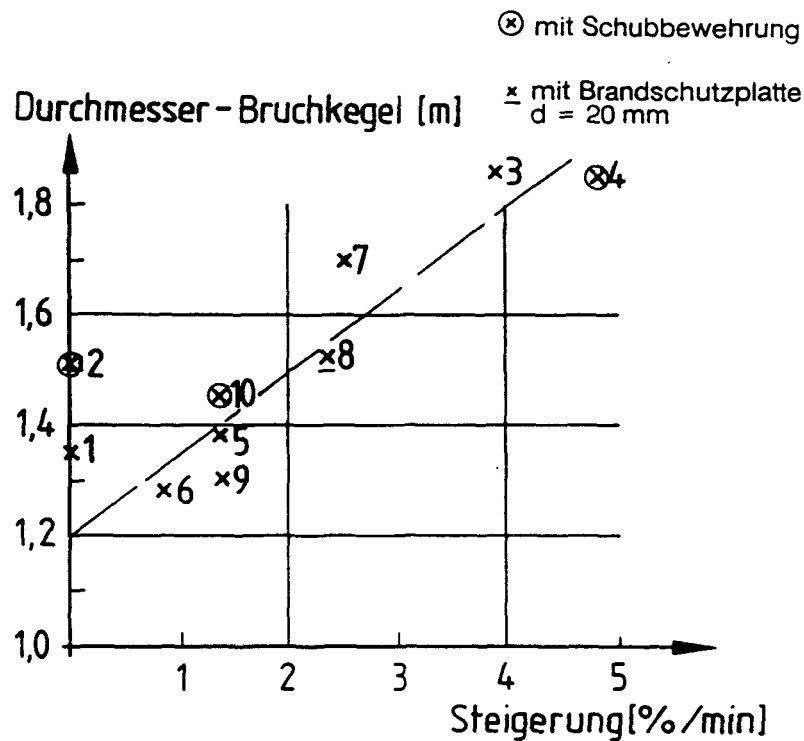


Bild 3.15 Durchmesser-Bruchkegel - Laststeigerung

Da die Versuche C und D nicht bis zum Bruch geführt wurden, fehlt eine Bruchkegelausbildung. Das Ribbild selbst wird von den Radialrissen dominiert. Die Versuche A und B weisen einen Bruchkegel auf, wobei die Bruchlinie stark verzweigt und die innenliegenden Risse im wesentlichen orthogonal verlaufen. Die Abschätzung eines mittleren Durchmessers des Bruchkegels ergibt für beide Platten ca. 1,50 m.

Dieser Wert läßt sich nicht in den linearen Zusammenhang der Versuche 3 - 10 in Bild 3.15 einordnen, was sich auf veränderte Geometriewerte

- Deckendicke = 150 mm,
- Bewehrungsgehalt = 1,75 %

zurückführen läßt.

Zur Ausbildung des Bruchkegels im Deckenquerschnitt liegen Schnittbilder aus Versuch 7 - 10 vor, so daß eine eingeschränkte Verallgemeinerung möglich ist (Bild A 3.20). Unabhängig vom Bewehrungsgrad zeigt sich:

- Mit hoher Laststeigerung im Brandfall (Versuch 7, 8 mit 2,5 bzw. 2,3 % der Anfangslast/min) vergrößert sich der Neigungswinkel des Bruchkegels auf  $\sim 36^\circ$ .
- Bei geringerer Laststeigerung im Brandfall (Versuch 9, 10 mit 1,3 %/min) liegen die Durchschnittswerte der Bruchkegelneigung bei  $25^\circ$  bzw.  $31^\circ$ , wobei dieser Unterschied auf die Wirkung der Schubbewehrung im Versuch 10 hindeuten könnte.

Aus den vier näher untersuchten Neigungen der Bruchkegel ergibt sich ein Mittelwert von  $32^\circ$ , der gute Übereinstimmung zu den Annahmen in EC 2, Teil 1 zeigt.

Die Versuche wurden in einer Photo-Dokumentation (Photo 3.1 bis 3.15) in ihren wichtigsten Phasen festgehalten.

## Literaturverzeichnis

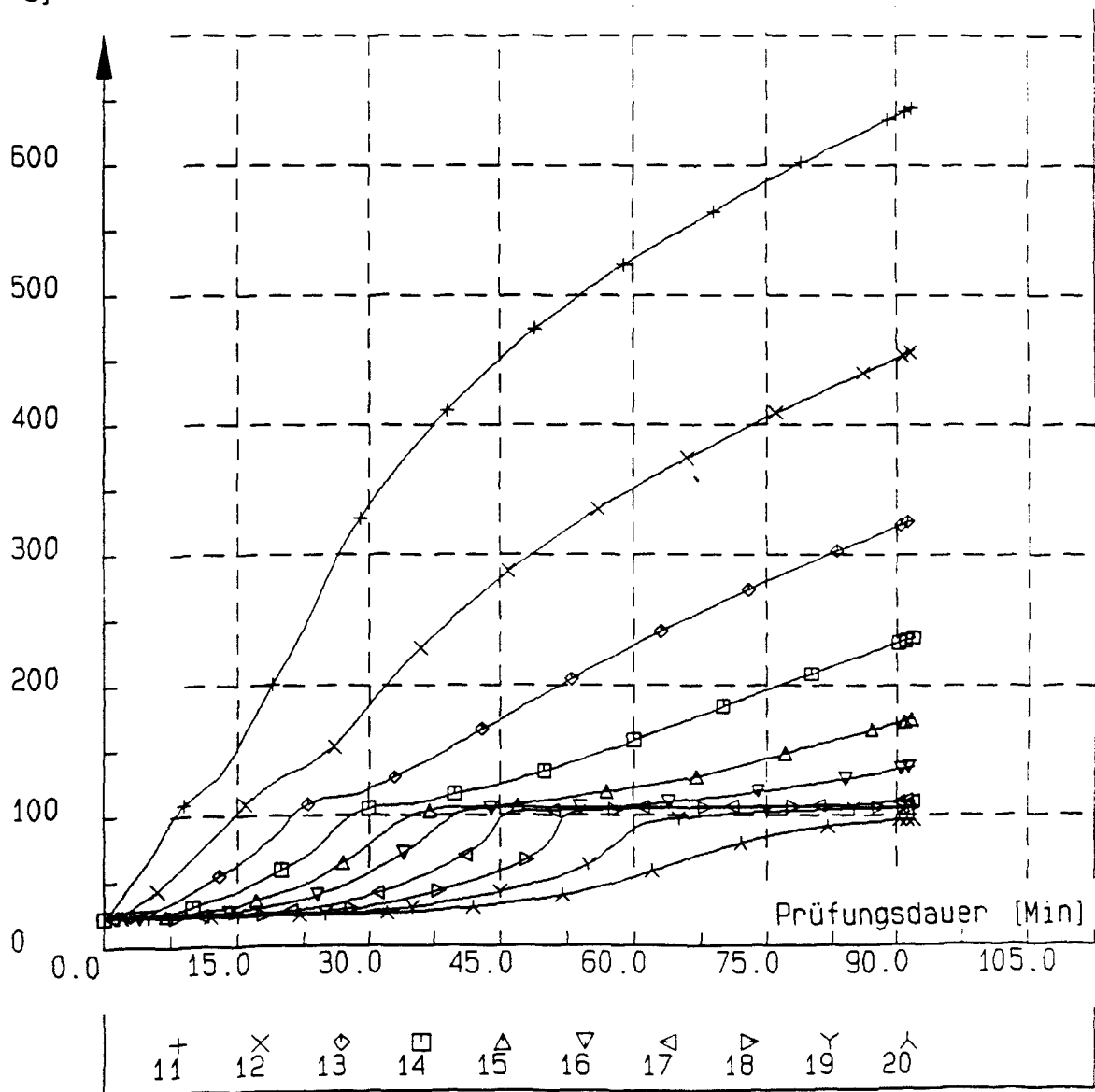
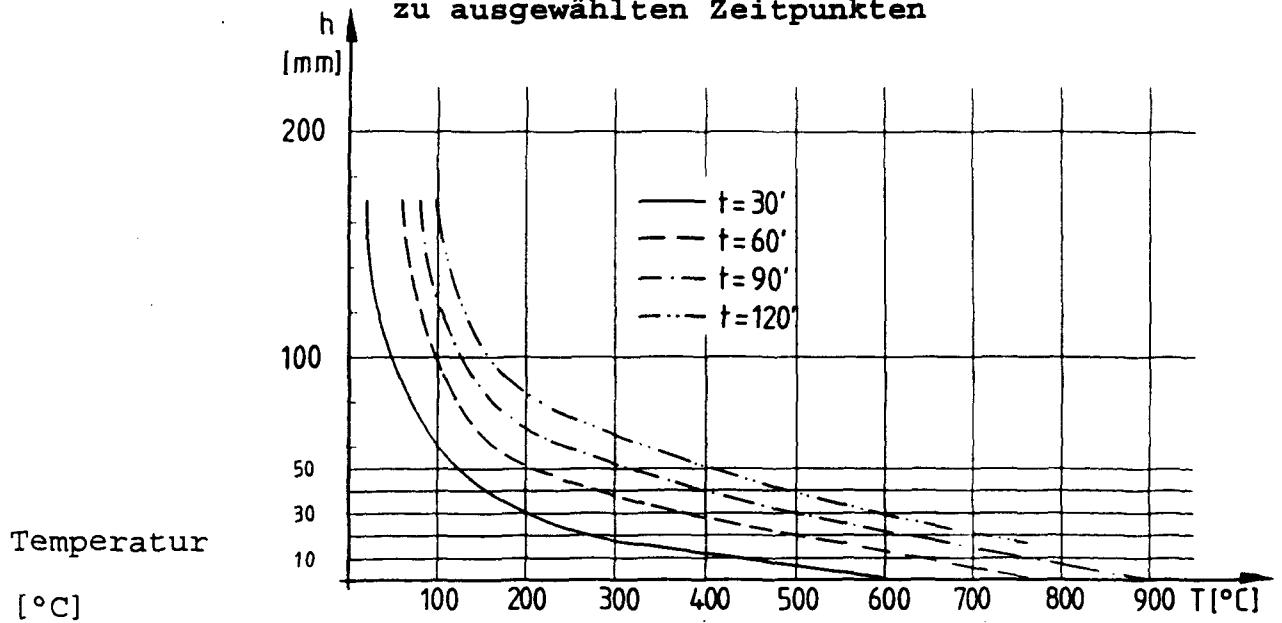
- 3,1 [1] Eurocode 2 "Design of Concrete Structures", Teil 1, General Rules and Rules for Buildings, 10/1991.
- [2] Eurocode 2 "Design of Concrete Structures", Teil 10, Structural Fire Design, 04/1990.
- [3] Kiel, Michael: Brandversuche zum Durchstanzen von Flachdecken. Forschungsbericht zum SFB 148 "Brandverhalten von Bauteilen", Teilprojekt A 2, Braunschweig, 1986. Sign. AC 7057 (1984-86, 1 B), Inf.Bibliothek Hannover.
- [4] Nölting, Diedrich: Das Durchstanzen von Platten aus Stahlbeton - Tragverhalten, Berechnung, Bemessung -, Heft 62 der Schriftenreihe des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1984.
- [5] Kordina, K.; Nölting, D.: "Tragfähigkeit durchstanzgefährdeter Stahlbetonplatten". Schriftenreihe DAfStb., Heft 371, 1986.
- [6] Krampf, L.: "Punktgestützte Platten unter Brandangriff". Untersuchungsbericht Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987 (unveröffentlicht).
- [7] Görhs, K.; Kordina, K.: "Über das Brandverhalten punktgestützter Stahlbetonplatten". Bundesbaublatt 7/1993.
- 3,8 [8] Markus, G.: "Theorie und Berechnung rotationssymmetrischer Bauwerke". Werner-Verlag, Düsseldorf, 1978.

## **Anlagen und Photographien**

**Die Anlagen A 3.1 bis 3.5 sind  
im Text Abschnitt III enthalten**

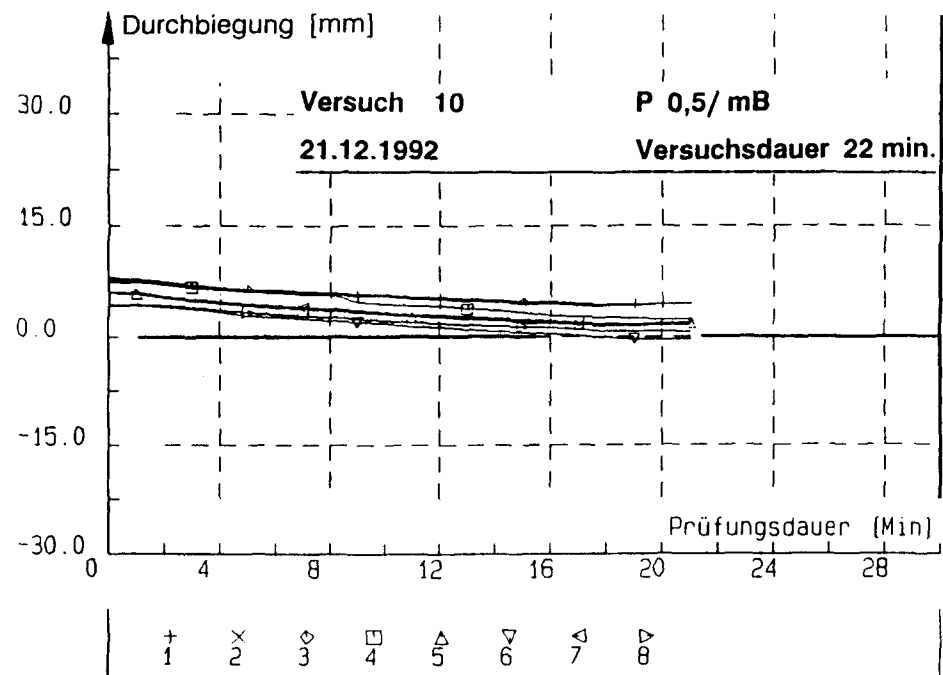
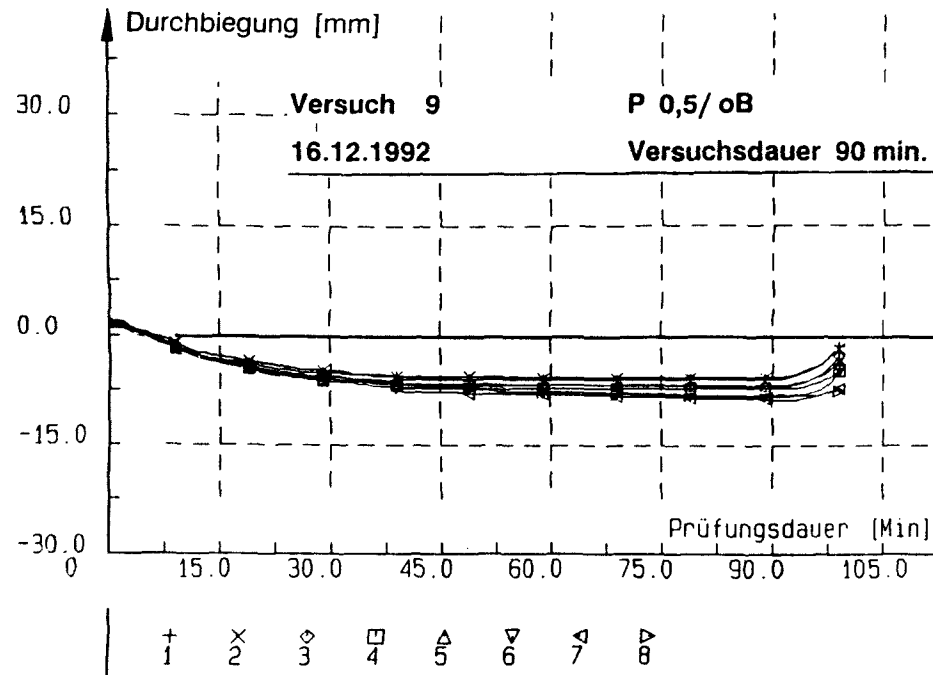
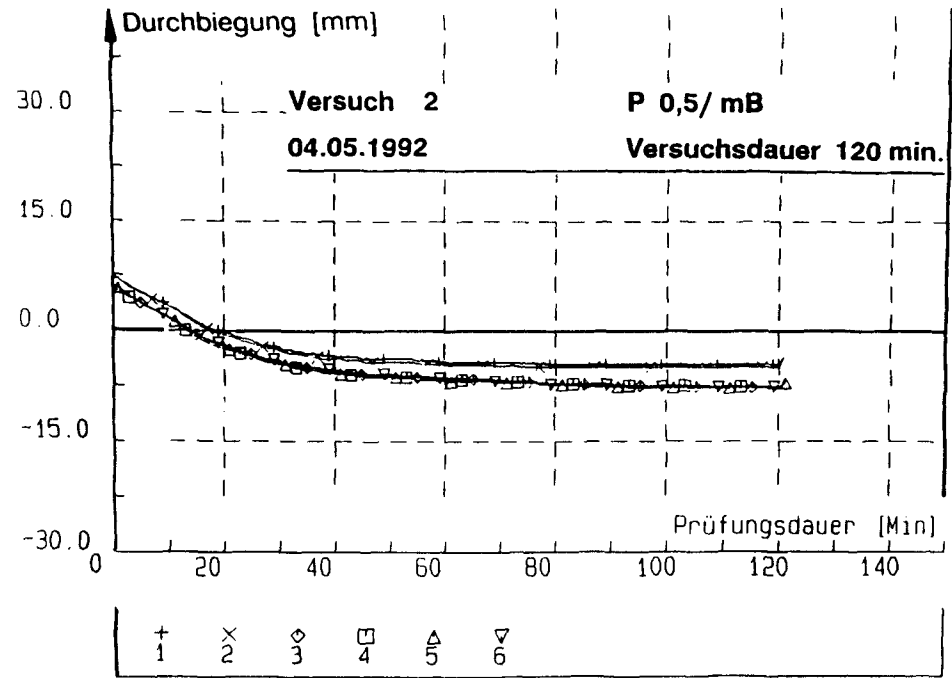
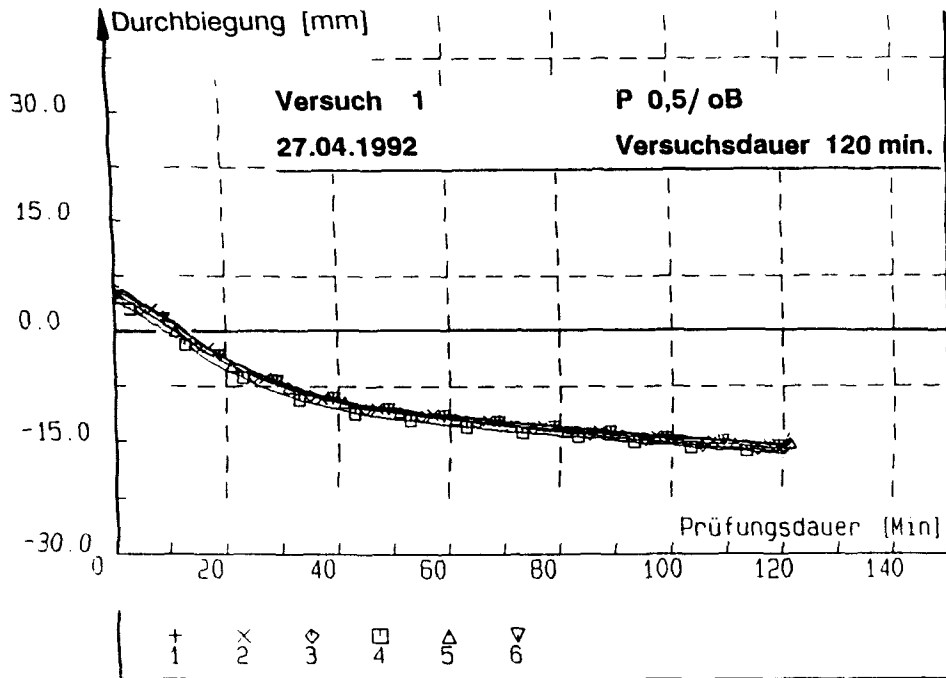


Temperaturverteilung über die Deckendicke  
mit Beflammung an der Unterseite  
zu ausgewählten Zeitpunkten

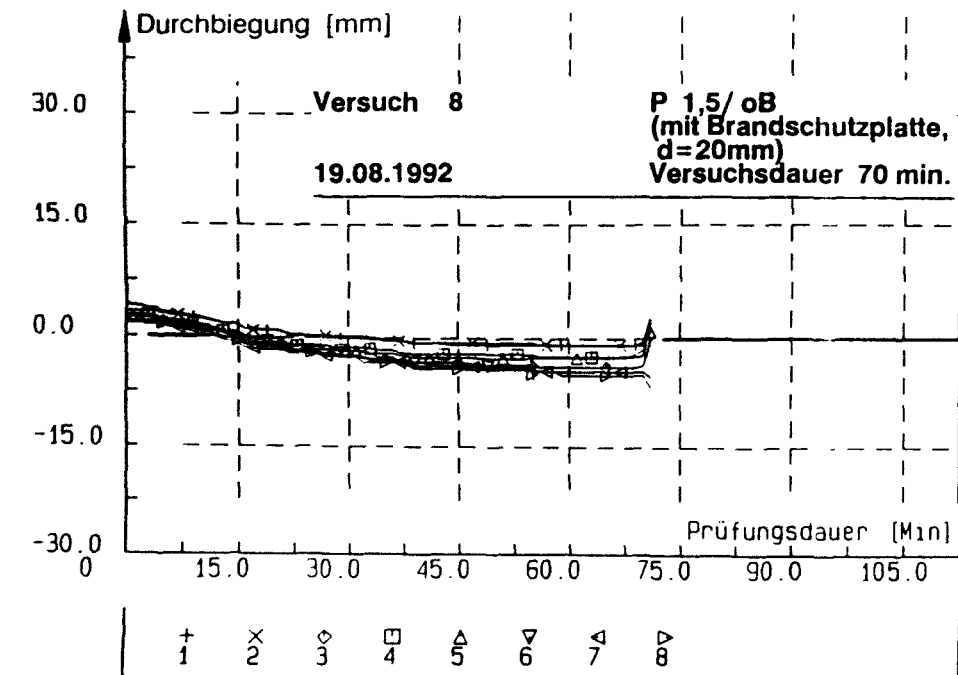
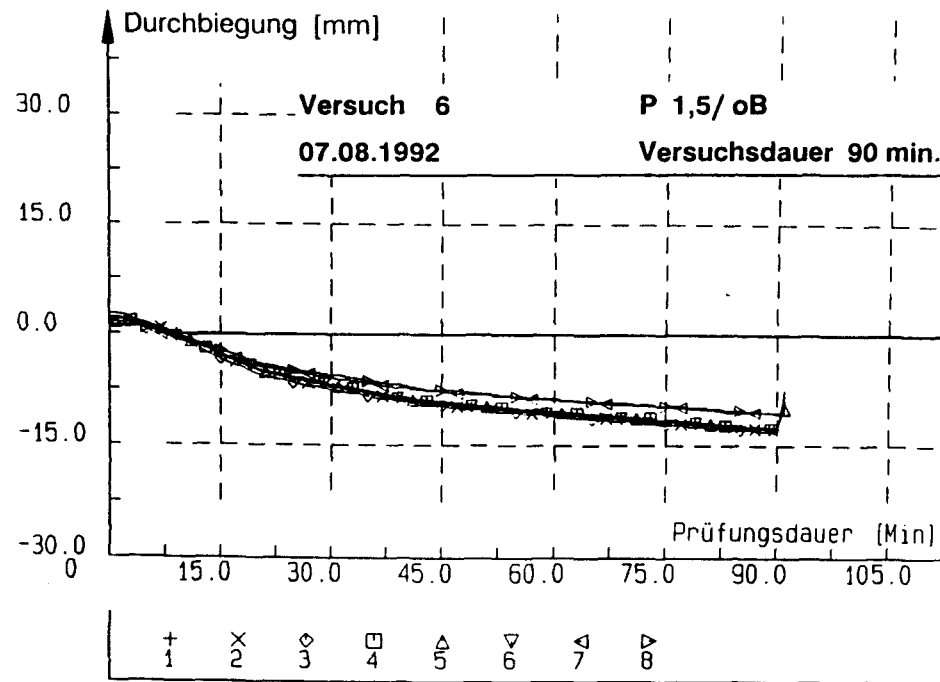
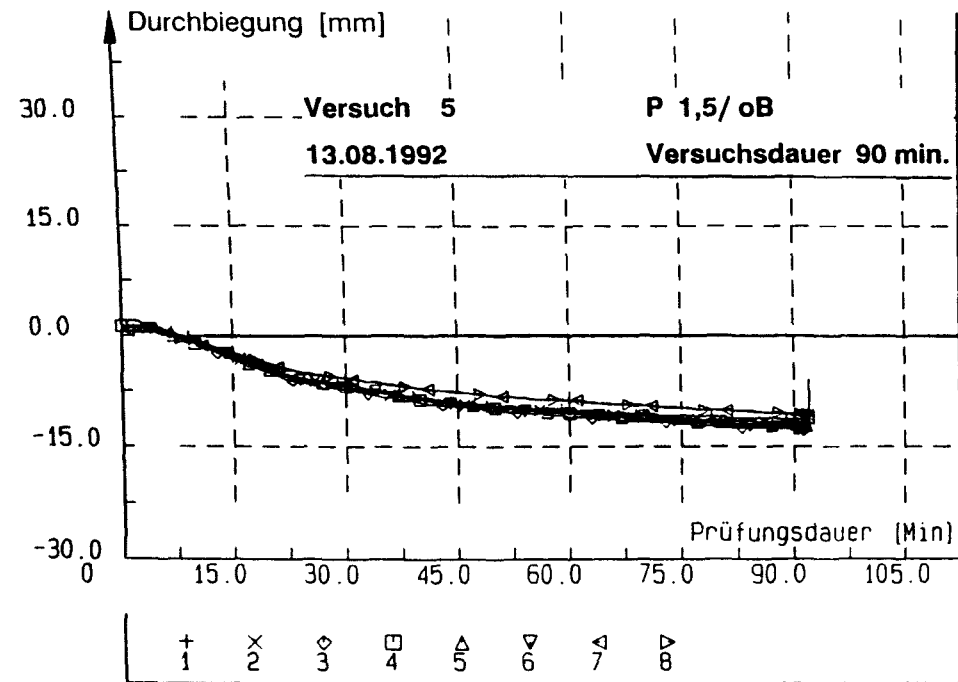


### A 3.6 Charakteristische Temperaturen im Deckenquerschnitt

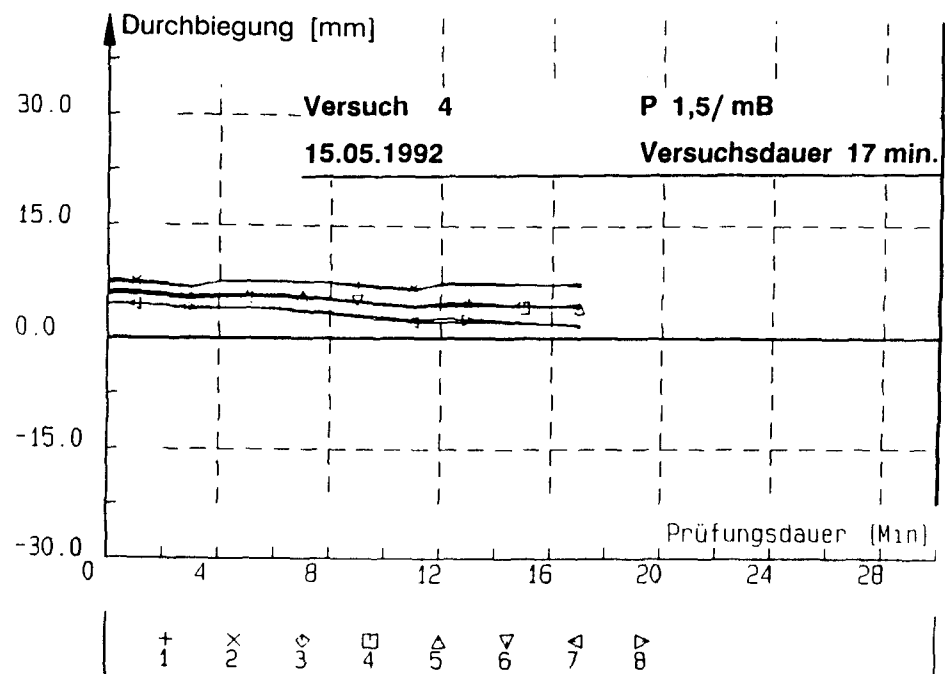
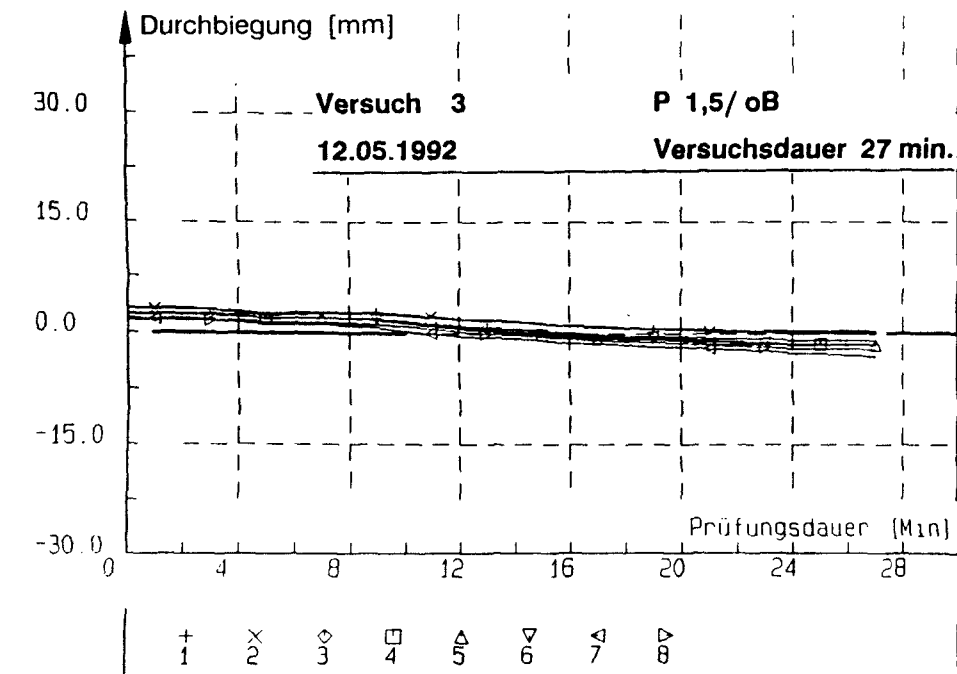
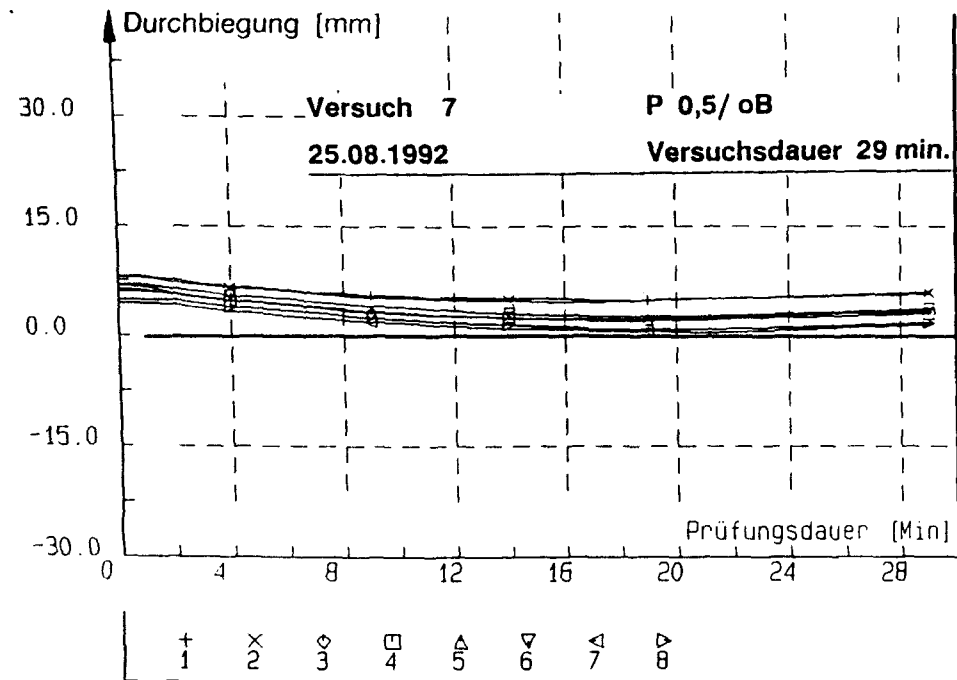
# A3.7 Durchbiegung, Versuche 1, 2, 9, 10

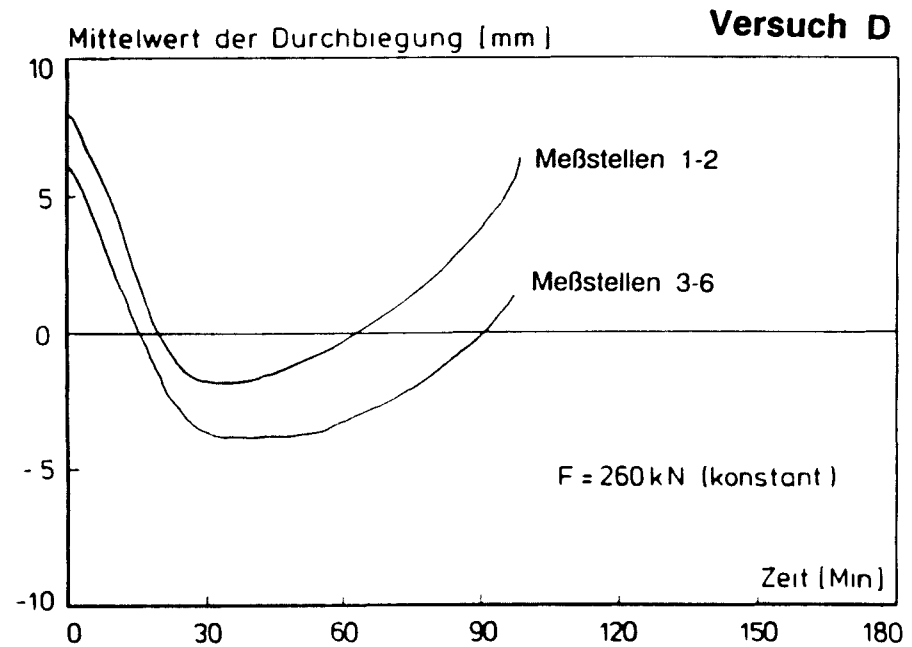
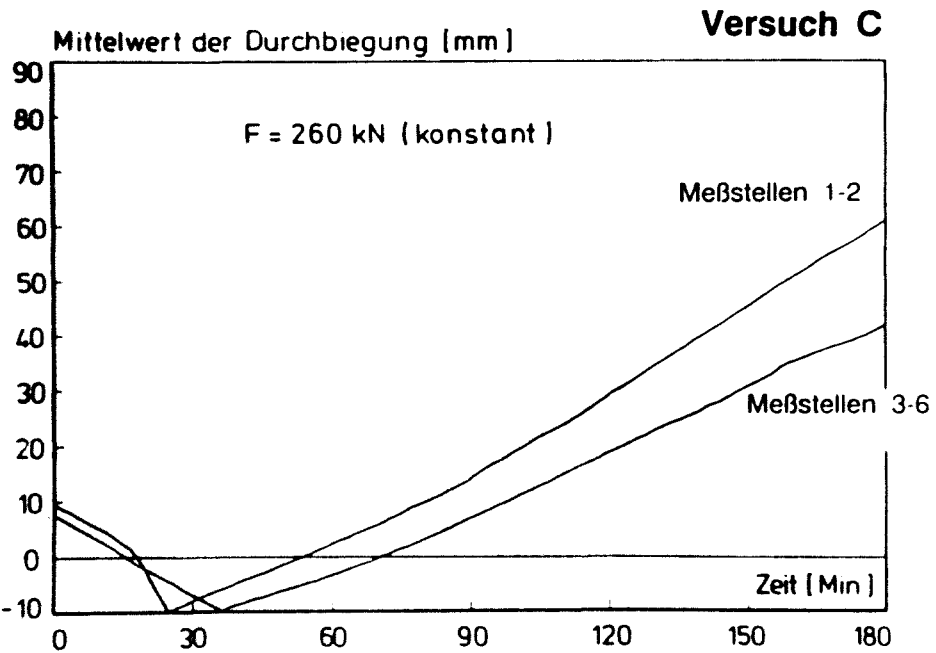
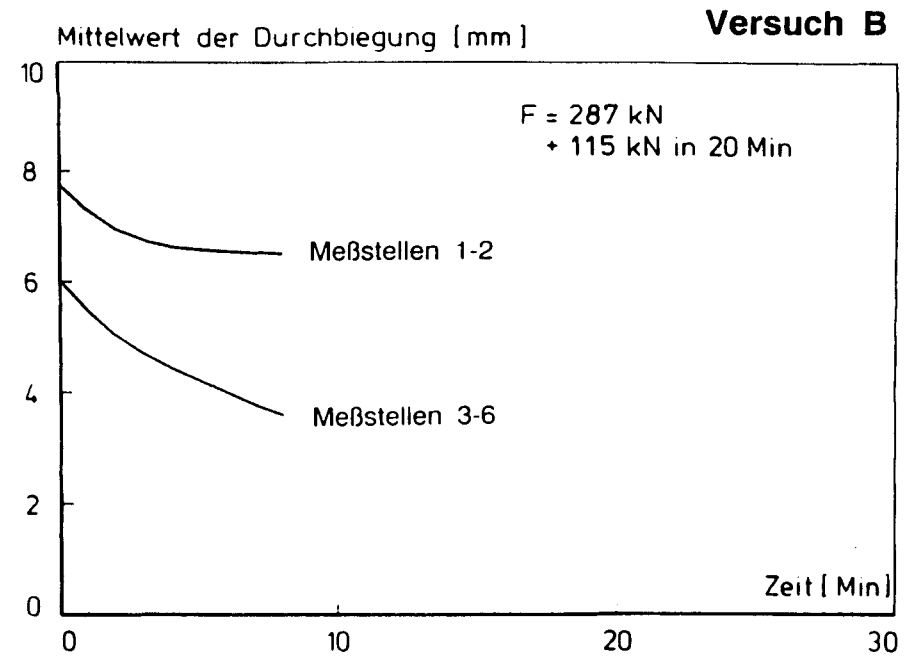
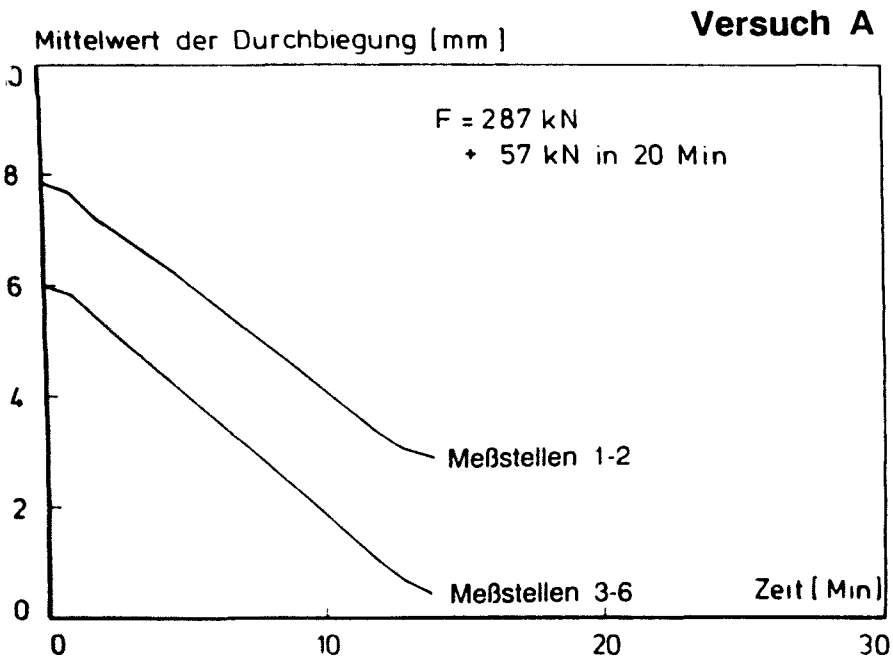


# A3.8 Durchbiegung, Versuche 5, 6, 8

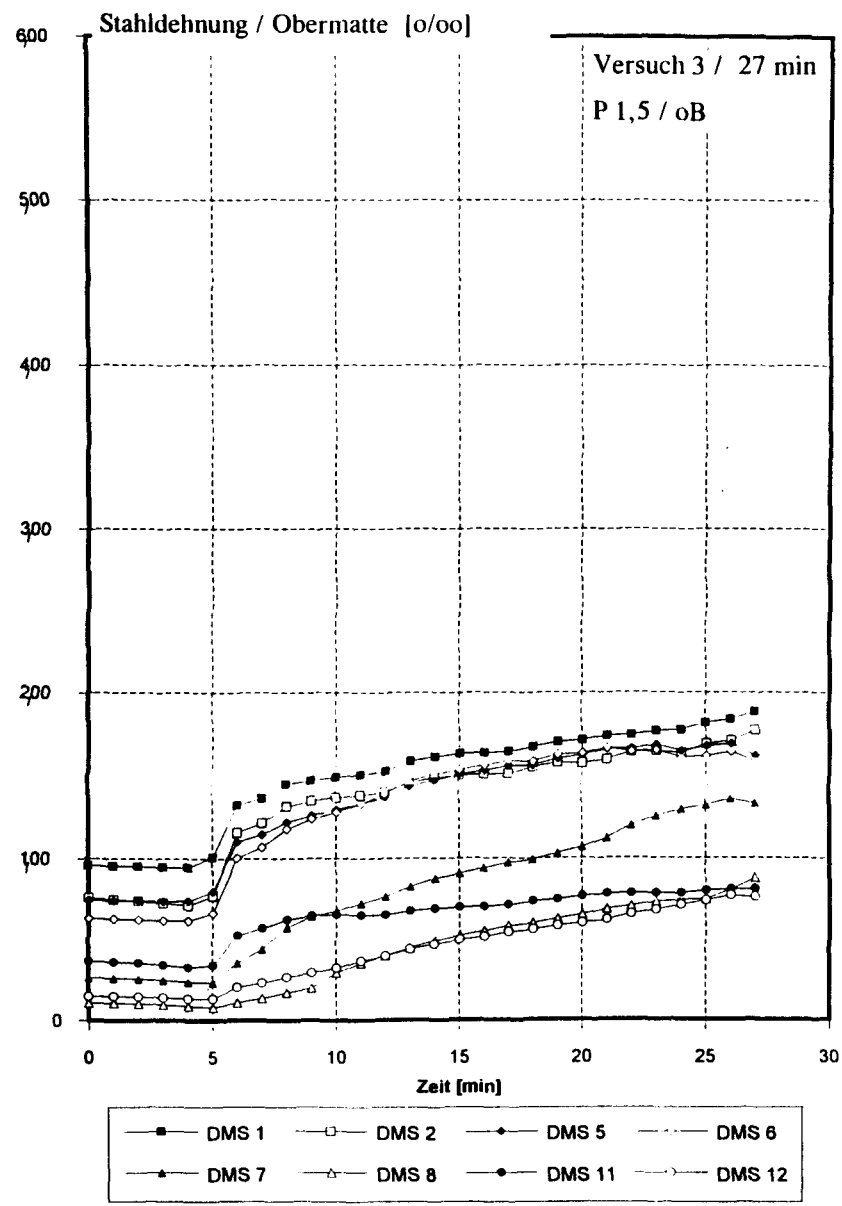
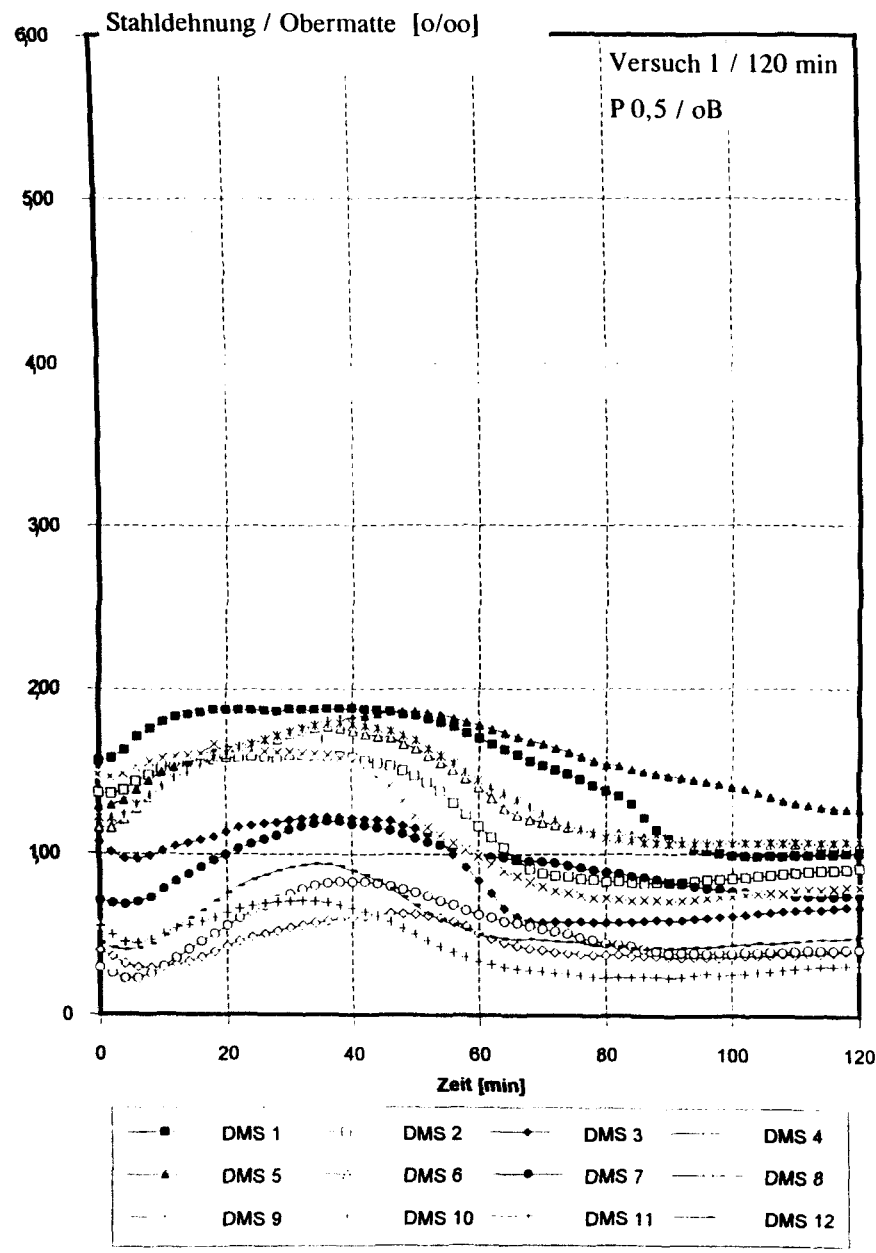


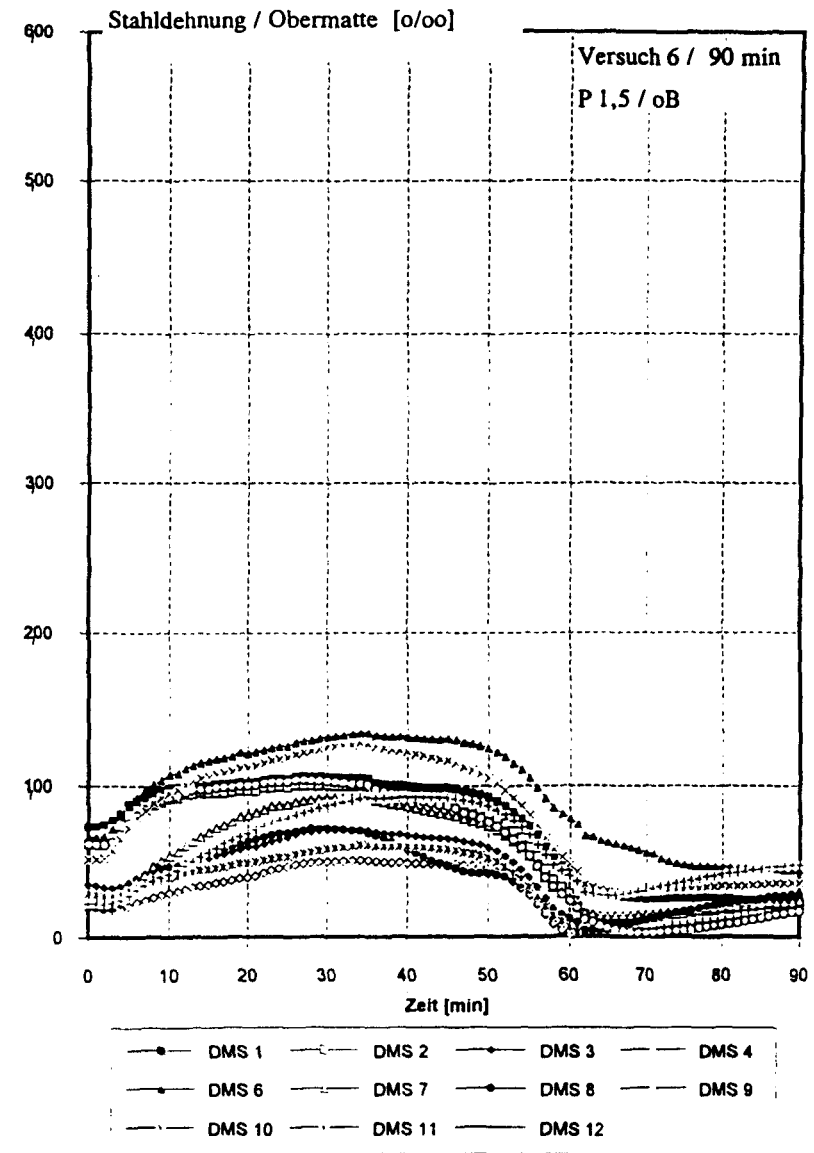
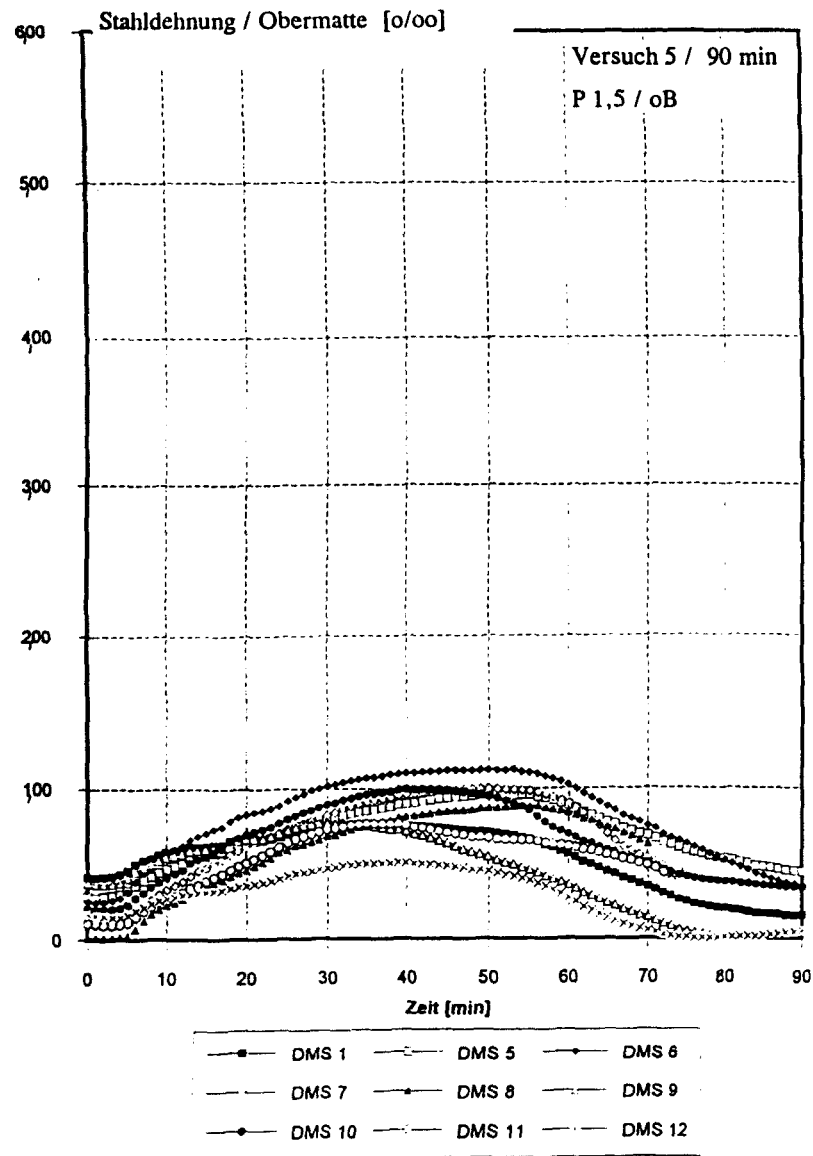
# A3.9 Durchbiegung, Versuche 7, 3, 4



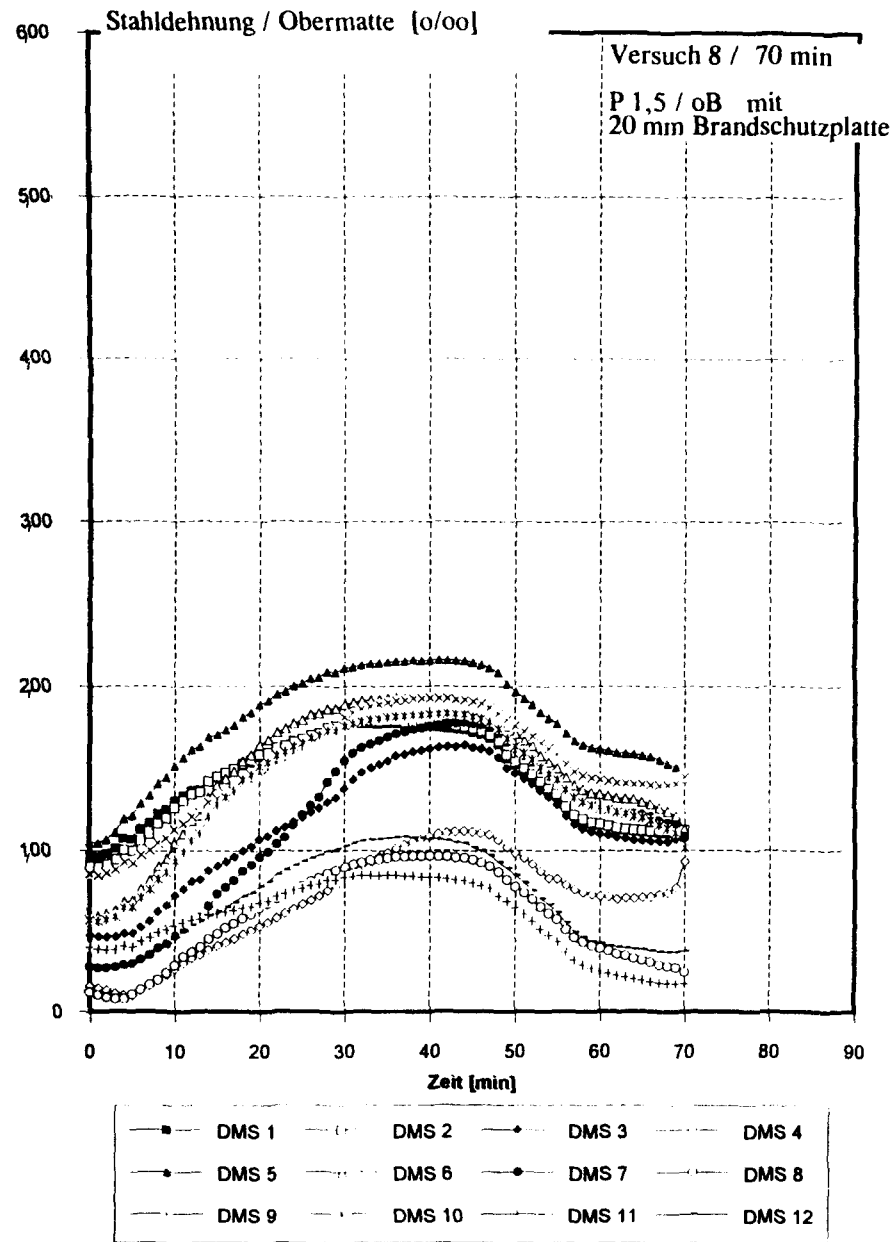
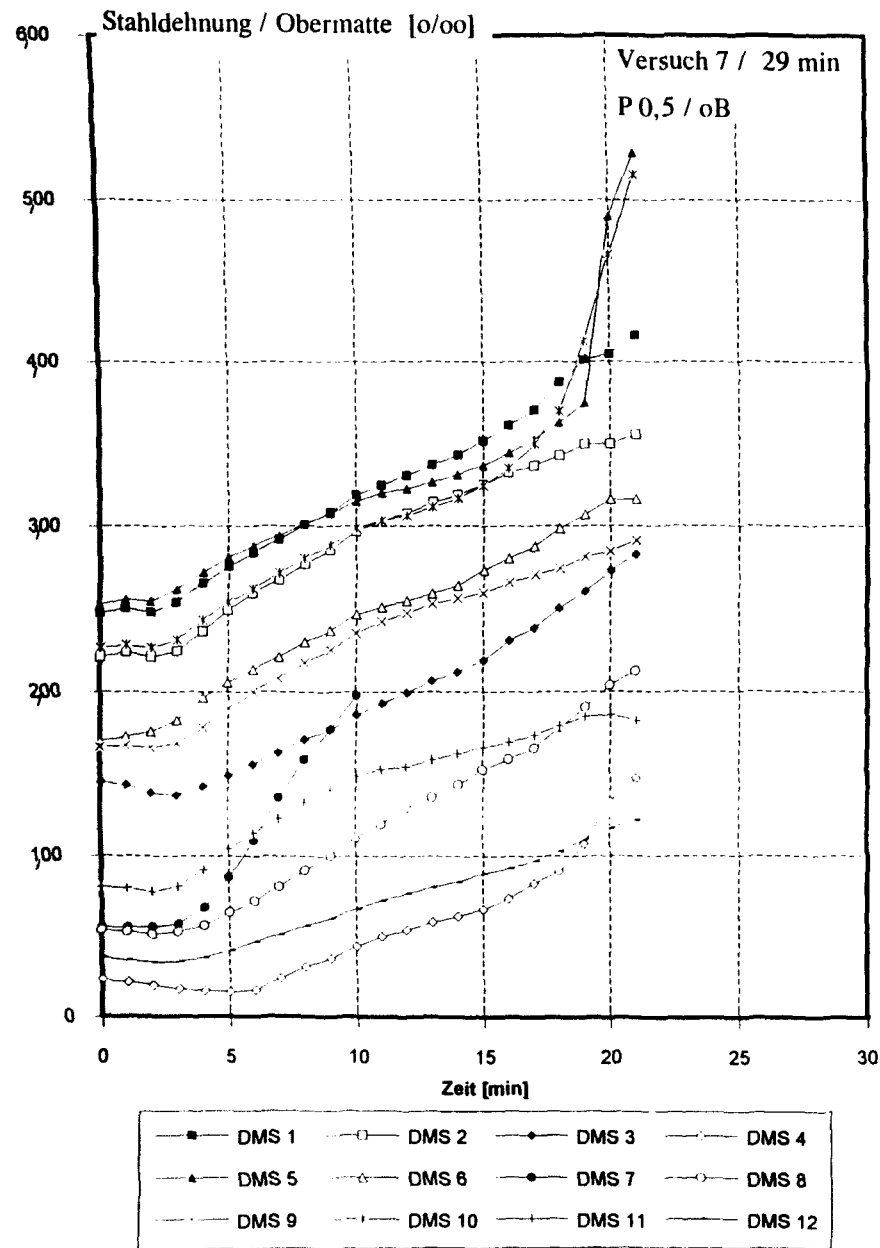


A3.11 Stahldehnung, Versuche 1, 3





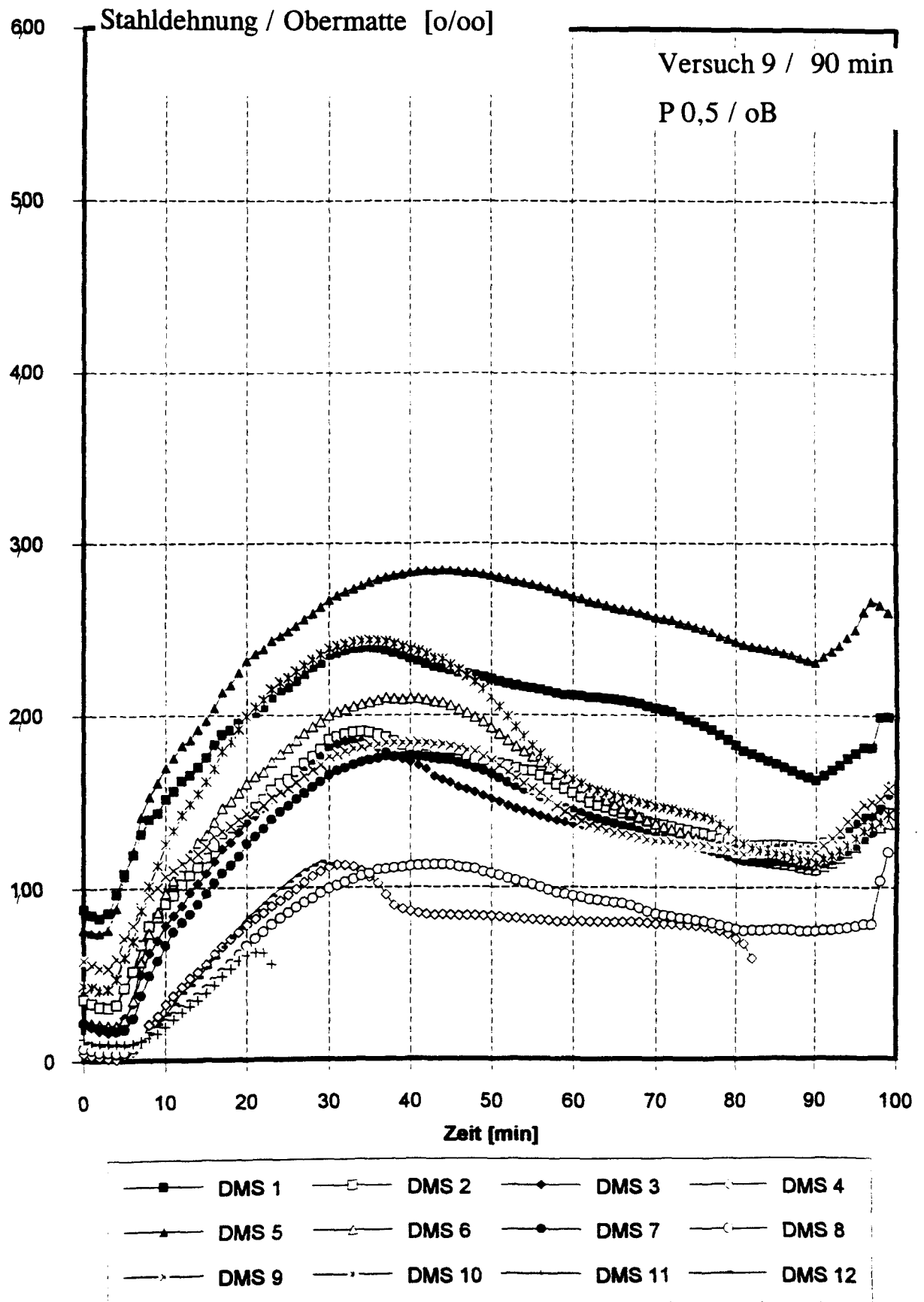
A.3.12 Stahldehnung, Versuche 5, 6



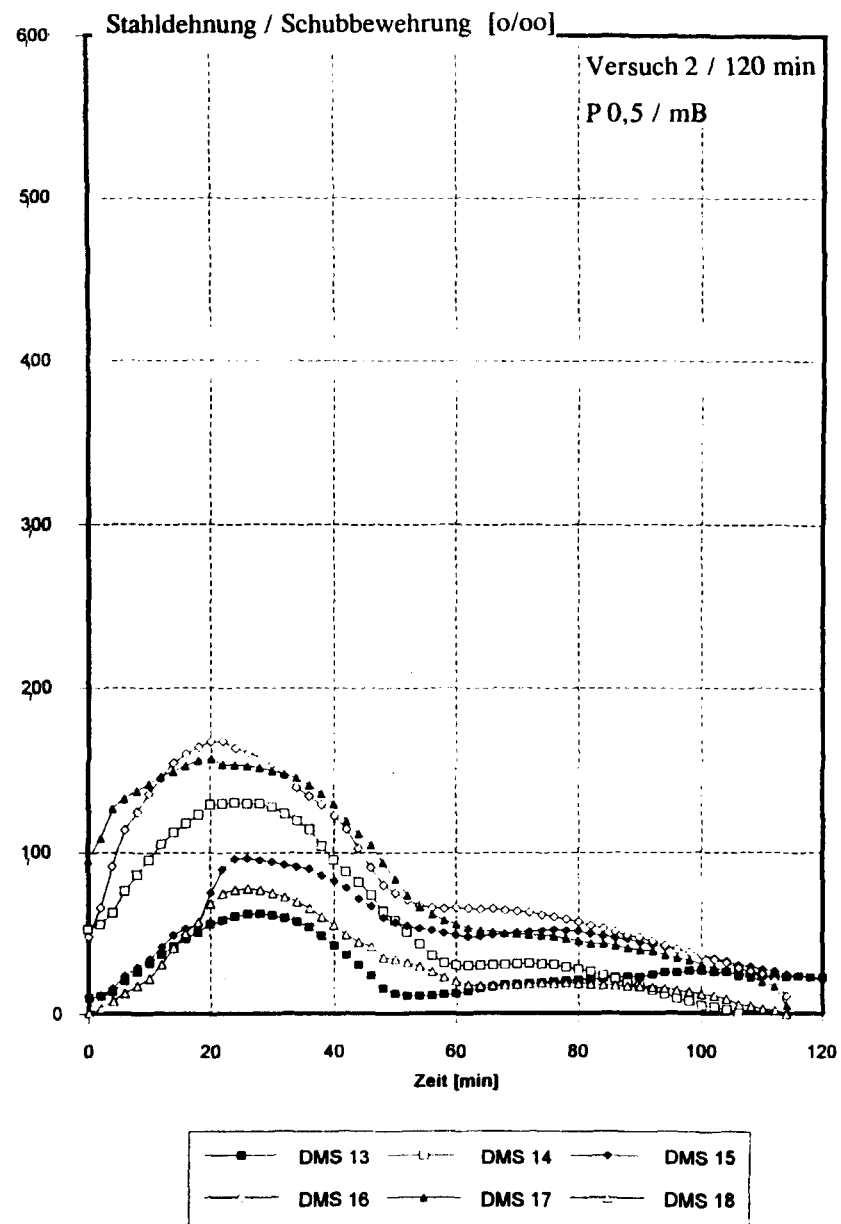
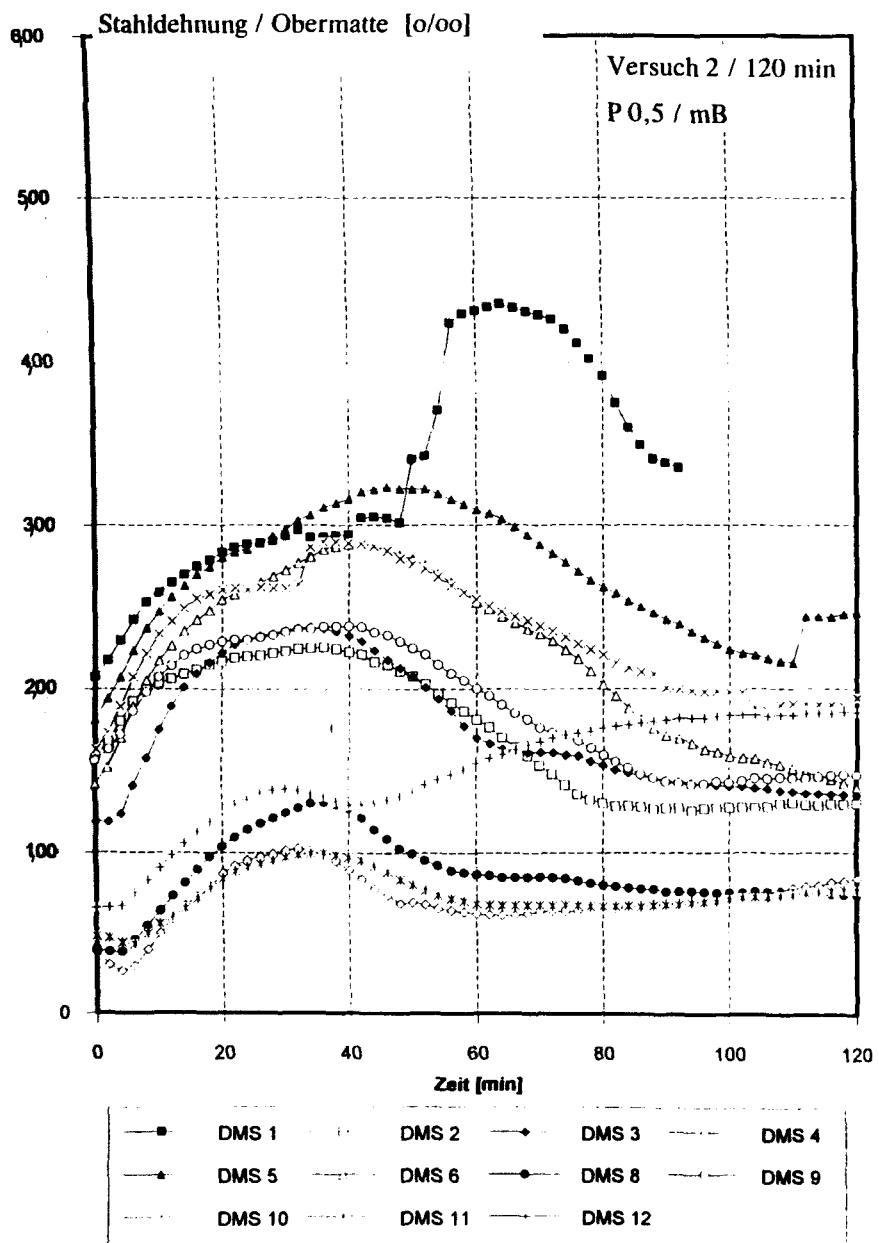
A.3.13 Stahldehnung, Versuche 7, 8



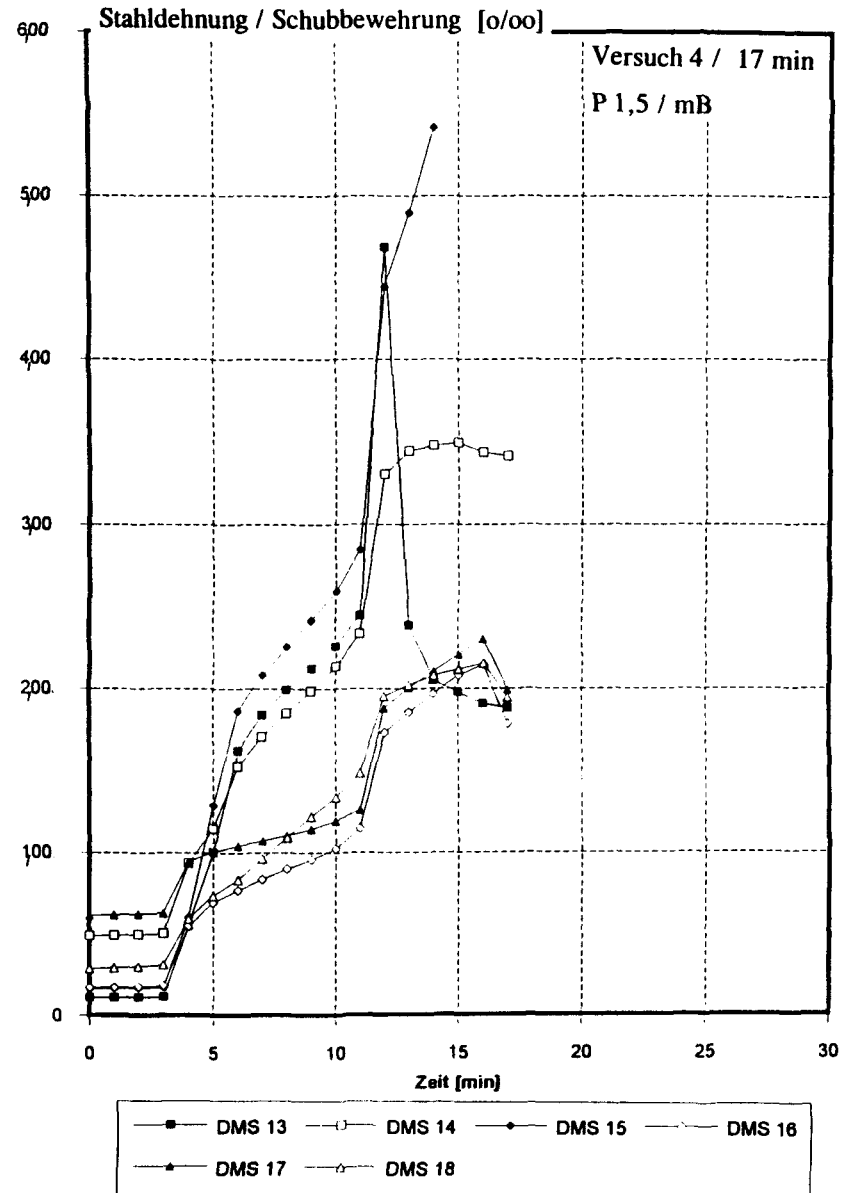
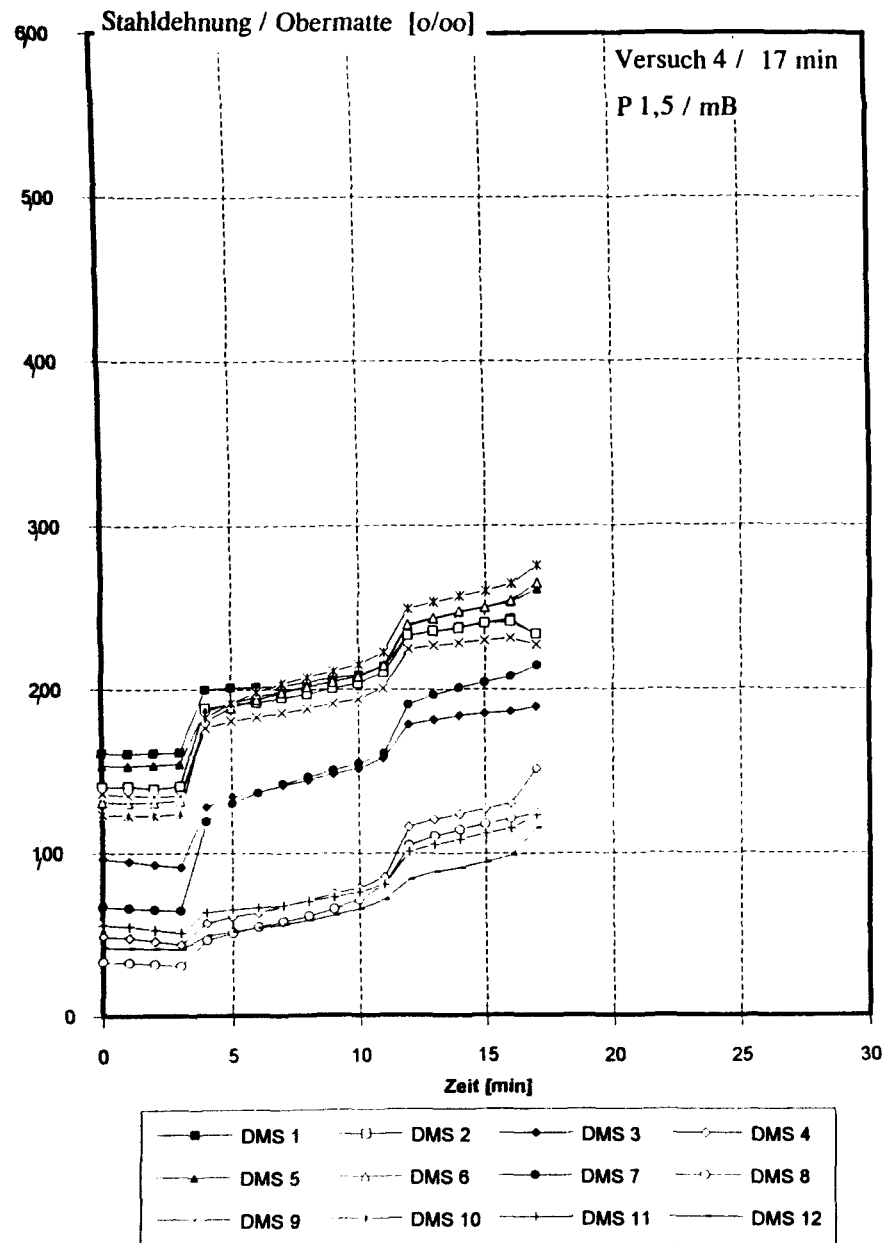
### A 3.14 Stahldehnung, Versuch 9



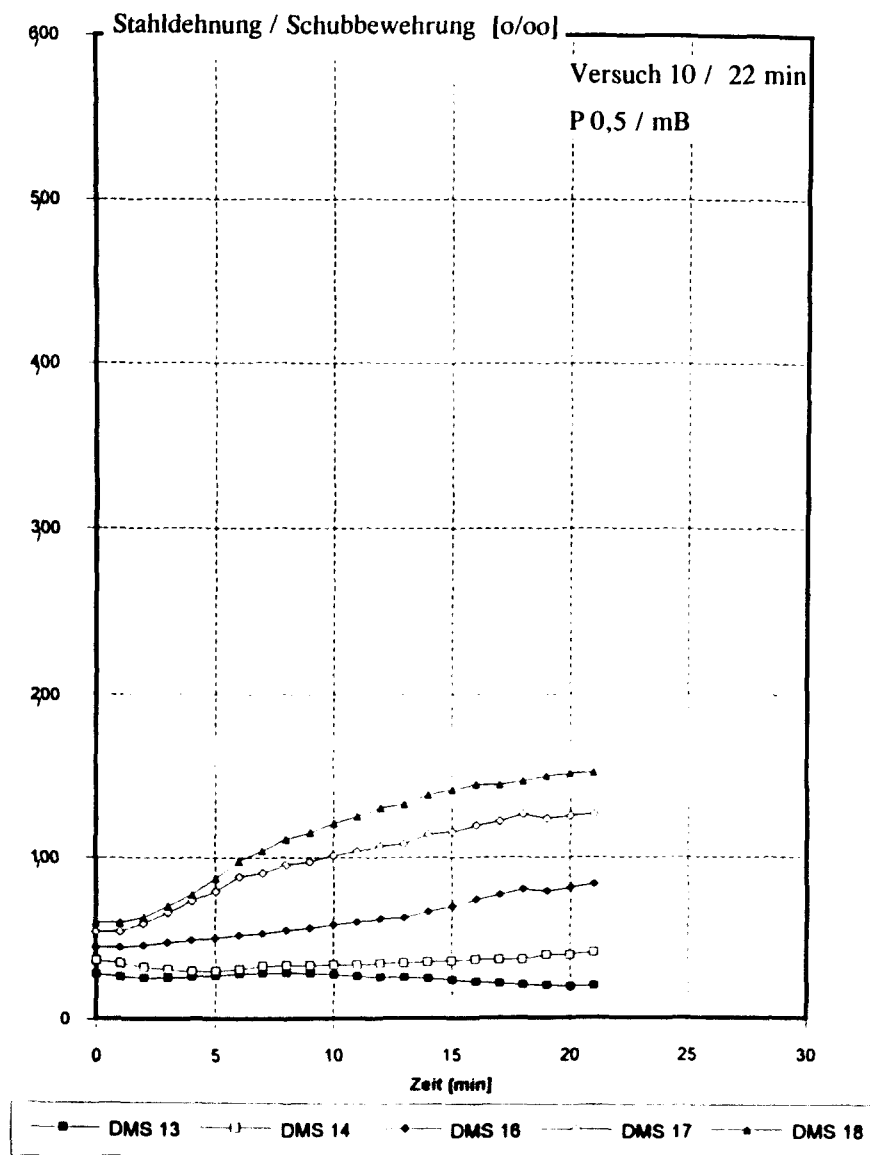
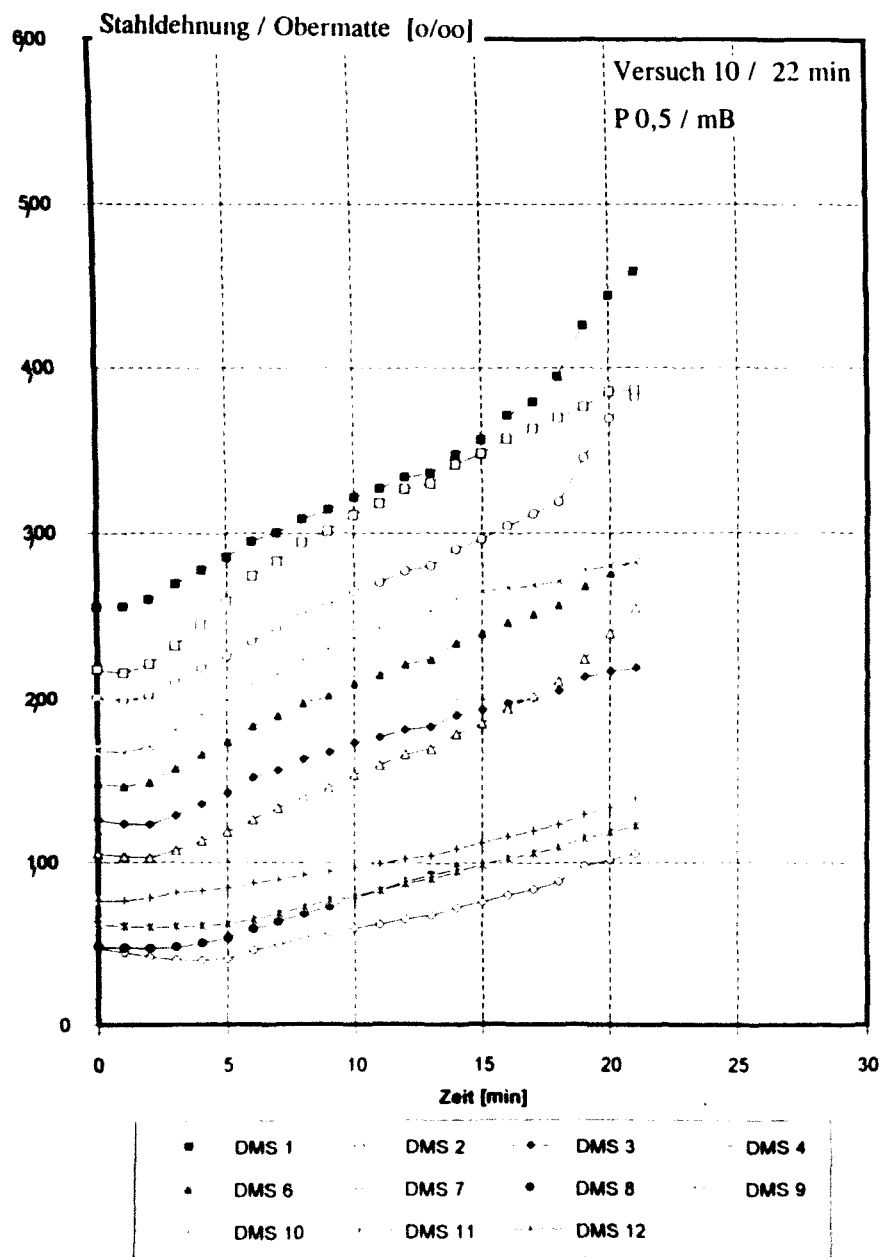
# A.3.15 Stahldehnung, Versuch 2

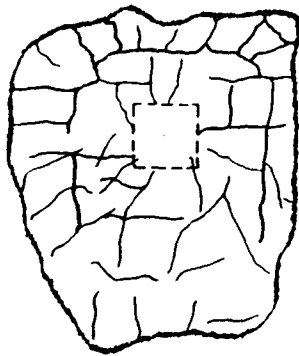


A.3.16 Stahldehnung, Versuch 4

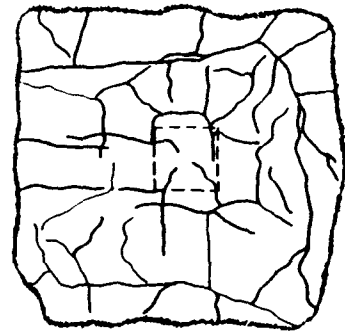


# A.3.17 Stahldehnung, Versuch 10

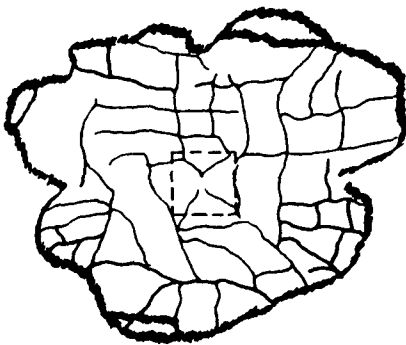




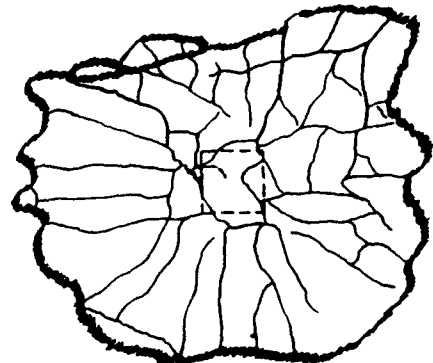
**Versuch 1**                      **P 0,5/ oB**  
**27.04.1992**                      **Versuchsdauer 120 min.**



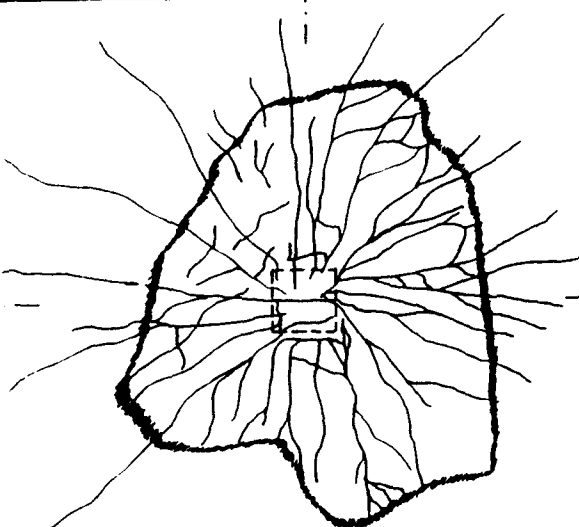
**Versuch 2**                      **P 0,5/ mB**  
**04.05.1992**                      **Versuchsdauer 120 min.**



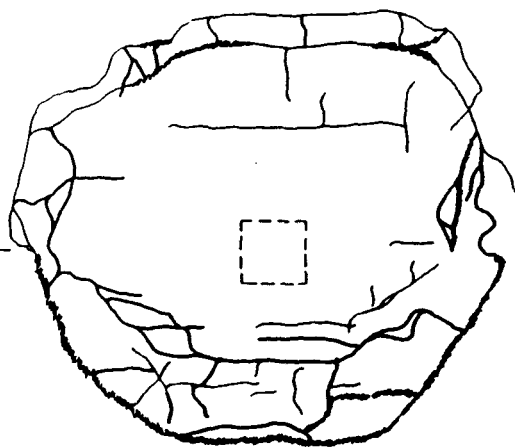
**Versuch 9**                      **P 0,5/ oB**  
**16.12.1992**                      **Versuchsdauer 90 min.**



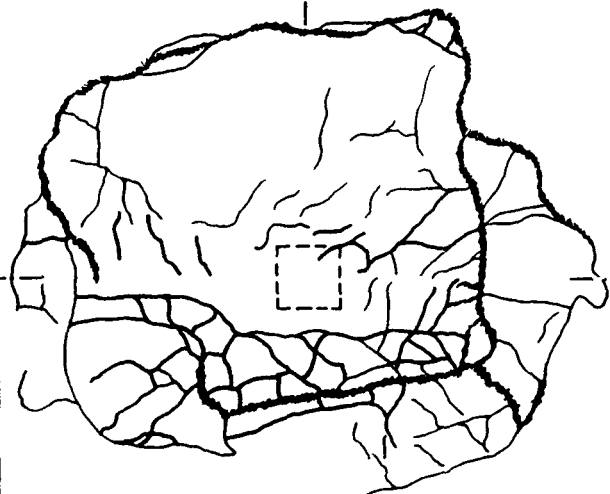
**Versuch 10**                      **P 0,5/ mB**  
**21.12.1992**                      **Versuchsdauer 22 min.**



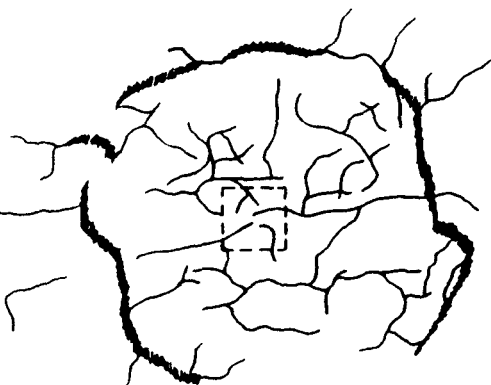
**Versuch 7**                      **P 0,5/ oB**  
**25.08.1992**                      **Versuchsdauer 29 min.**



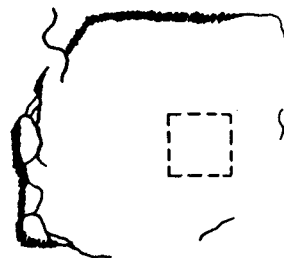
**Versuch 3**                      **P 1,5/ oB**  
**12.05.1992**                      **Versuchsdauer 27 min.**



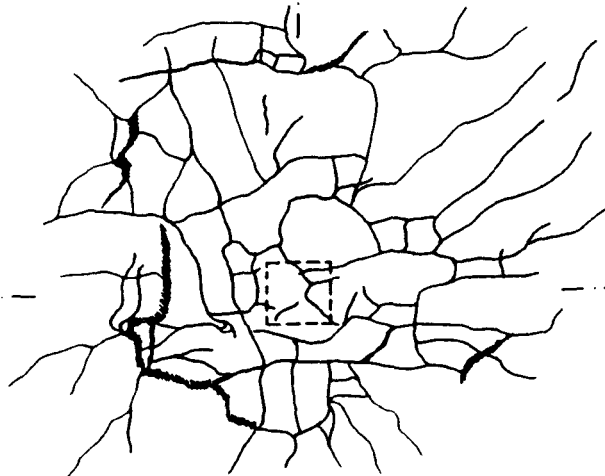
**Versuch 4**                      **P 1,5/ mB**  
**15.05.1992**                      **Versuchsdauer 17 min.**



**Versuch 5**                      **P 1,5/ oB**  
**13.08.1992**                      **Versuchsdauer 90 min.**



**Versuch 6**                      **P 1,5/ oB**  
**07.08.1992**                      **Versuchsdauer 90 min.**



**Versuch 8**                      **P 1,5/ oB**  
**19.08.1992**                      **(mit Brandschutzplatte, d=20mm)**  
**Versuchsdauer 70 min.**

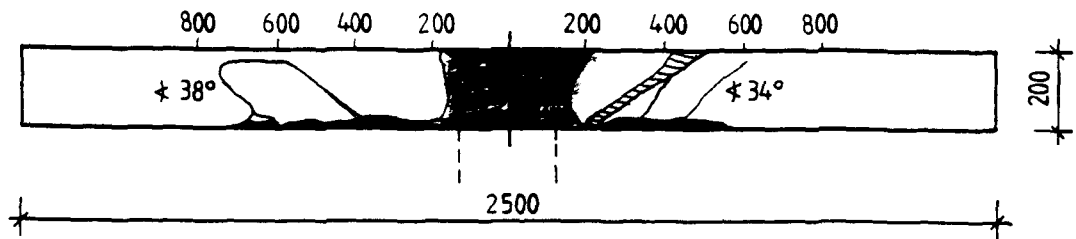
## A 3.19 Rißbild, Deckenoberseite, Prüfkörper P 1,5

Versuch 7

P 0,5/ oB

25.08.1992

Versuchsdauer 29 min.

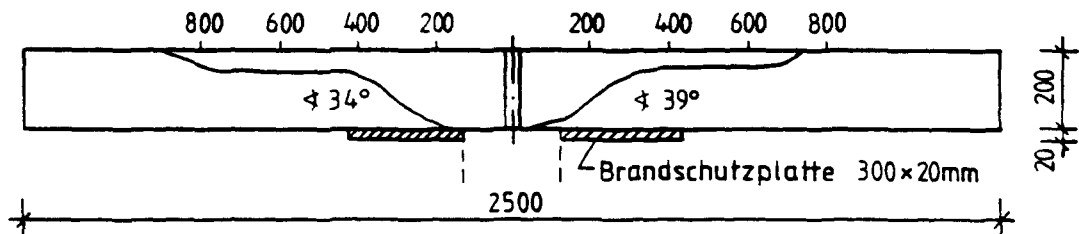


Versuch 8

P 1,5/ oB

19.08.1992

Versuchsdauer 70 min.

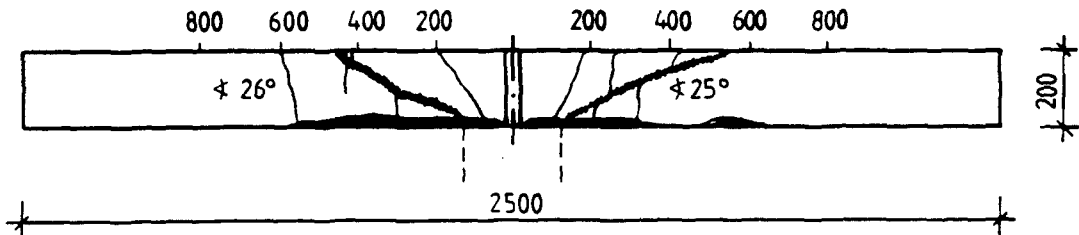


Versuch 9

P 0,5/ oB

16.12.1992

Versuchsdauer 90 min.

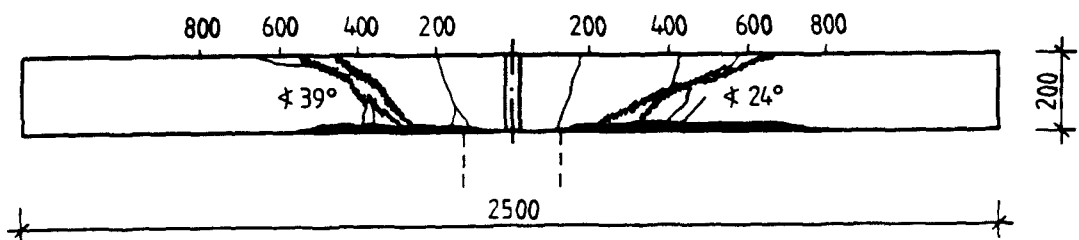


Versuch 10

P 0,5/ mB

21.12.1992

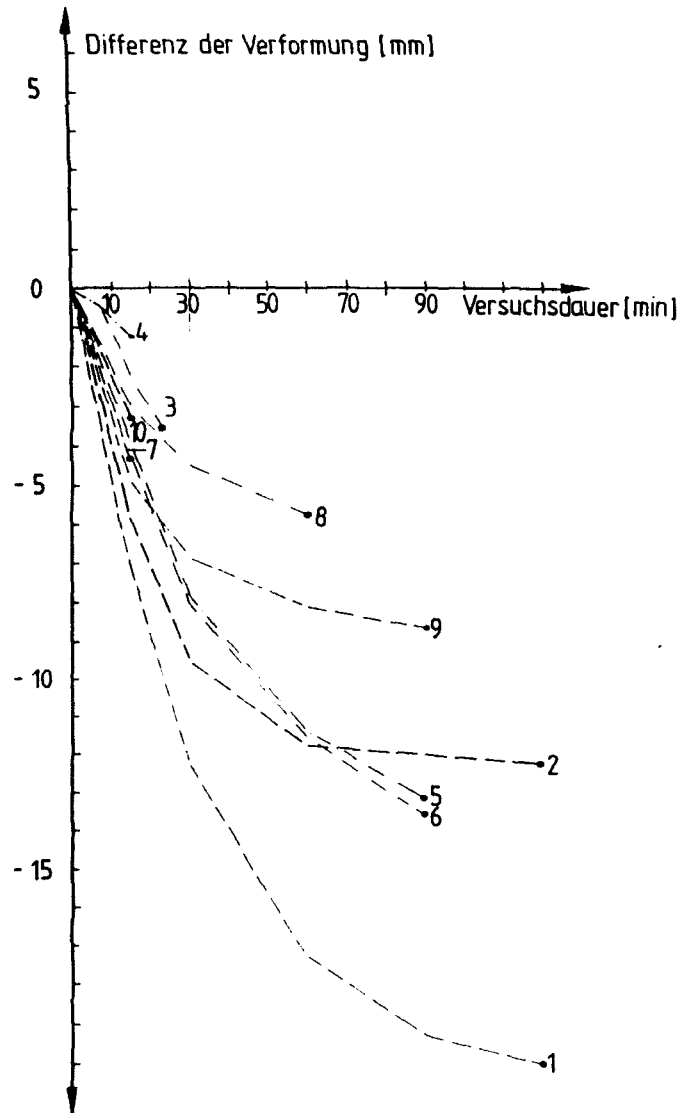
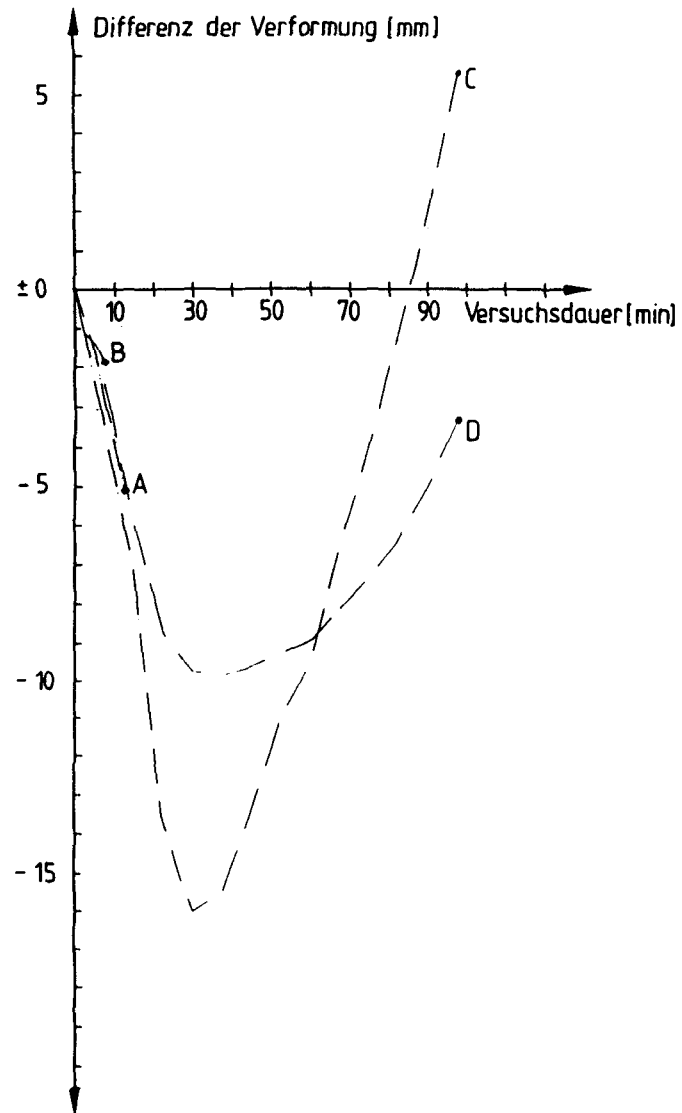
Versuchsdauer 22 min.



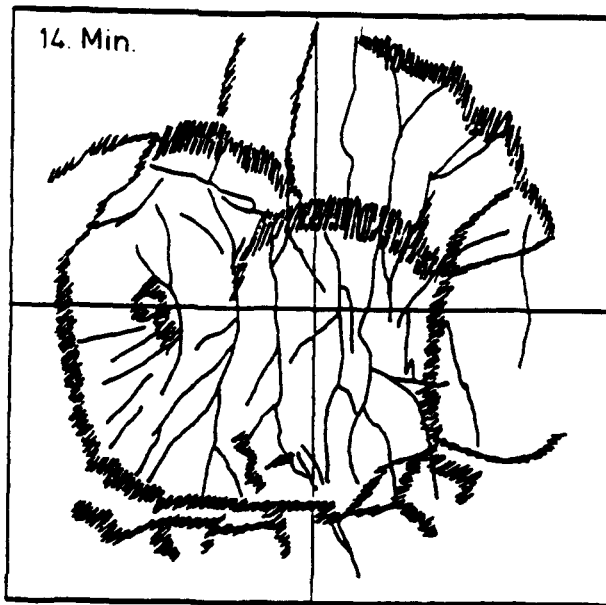
### A 3.20 Rißbild, Deckenquerschnitt, Versuche 7, 8, 9, 10

### A 3.21 Differenz der Verformung im Brandfall

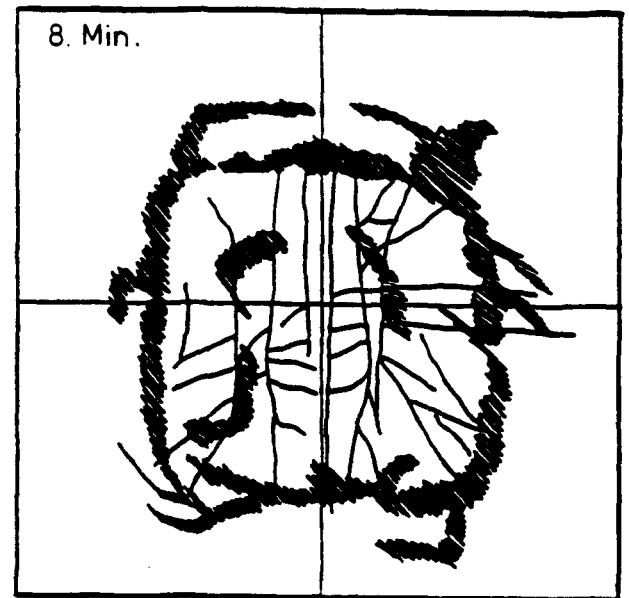
Durchbiegungsverlauf im Brandversuch, Anfangs-  
durchbiegung unter Kaltbelastung nicht enthalten



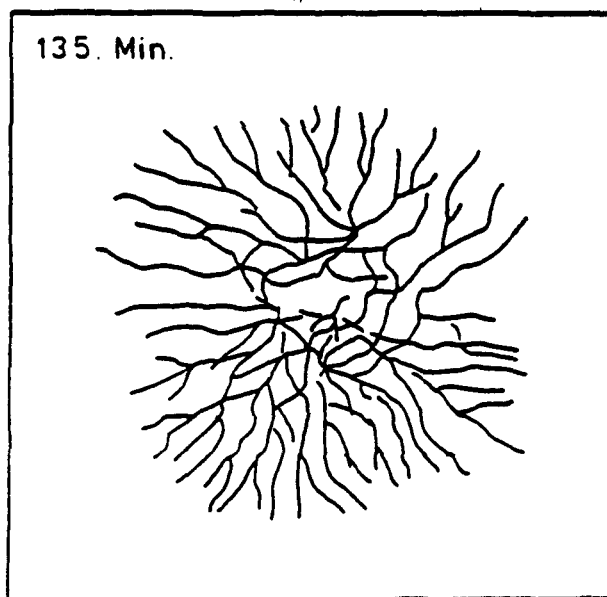




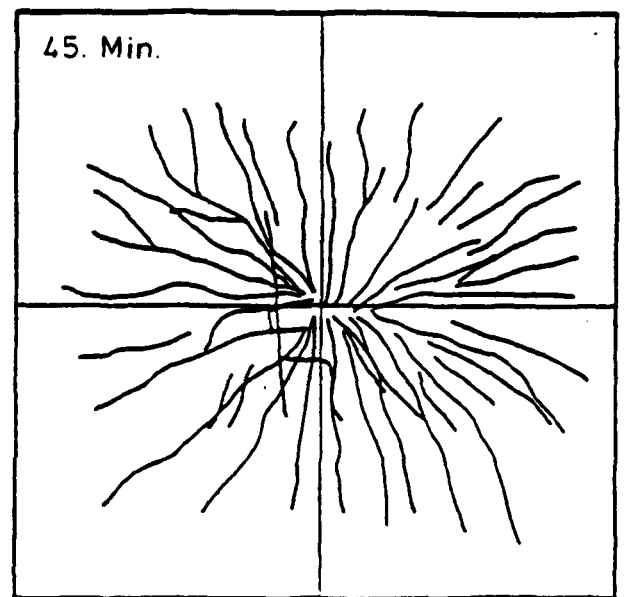
Versuch A



Versuch B



Versuch C



Versuch D

## A 3.22 Rißbilder Deckenoberseite - Versuche A - D

## Herstellung der Prüfkörper

Photo 3.1

Bewehrungsführung Prüfkörper P 0,5 / oB

mit 1 - DMS-Meßstellen an der Biegezugbewehrung (Obermatte)

2 - Thermoleitern über die Deckenhöhe

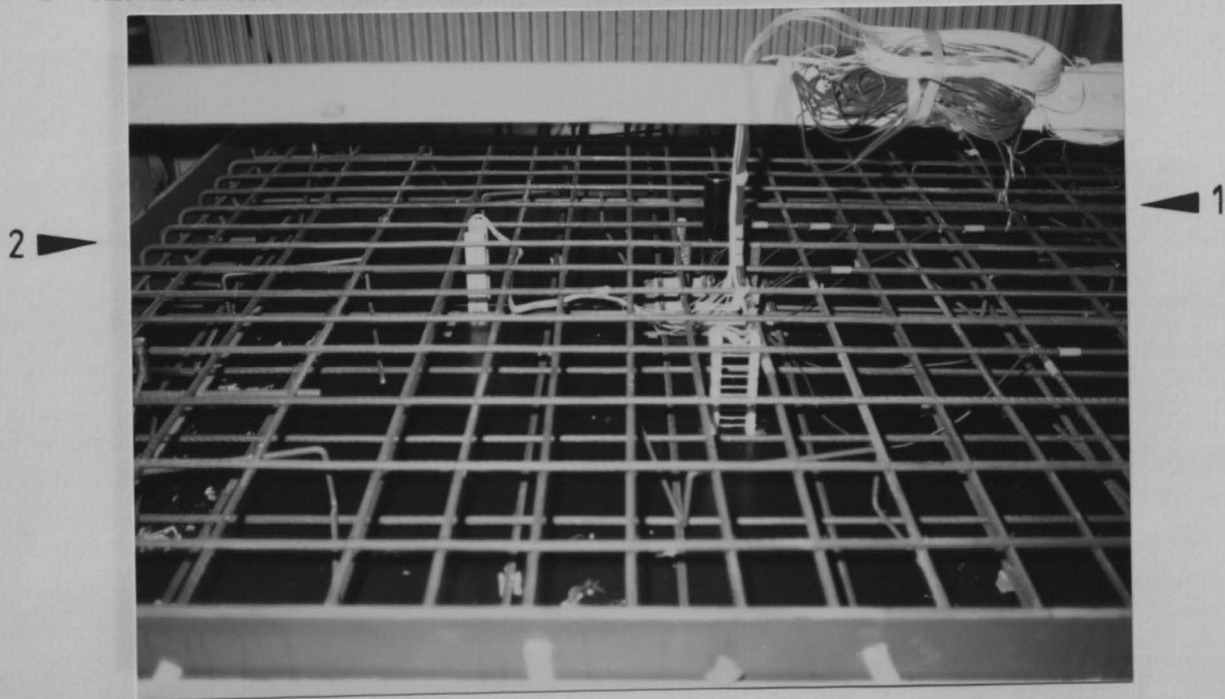


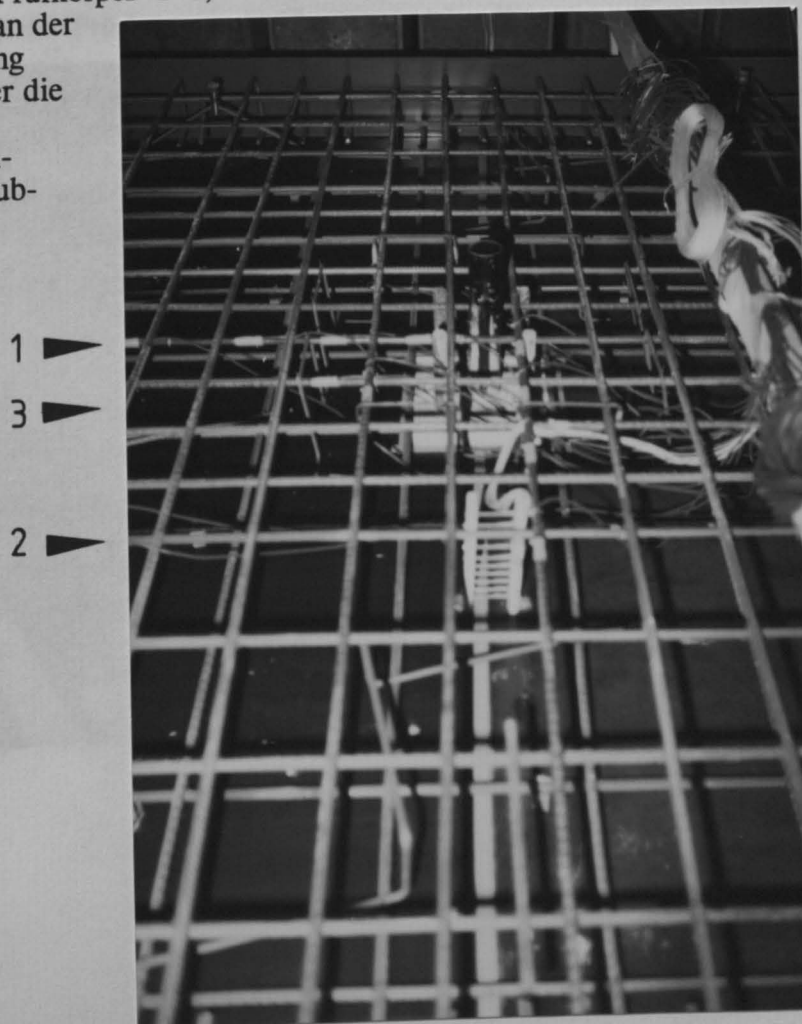
Photo 3.2

Bewehrungsführung Prüfkörper P 0,5 / mB mit

1 - DMS-Meßstellen an der Biegezugbewehrung

2 - Thermoleitern über die Deckenhöhe

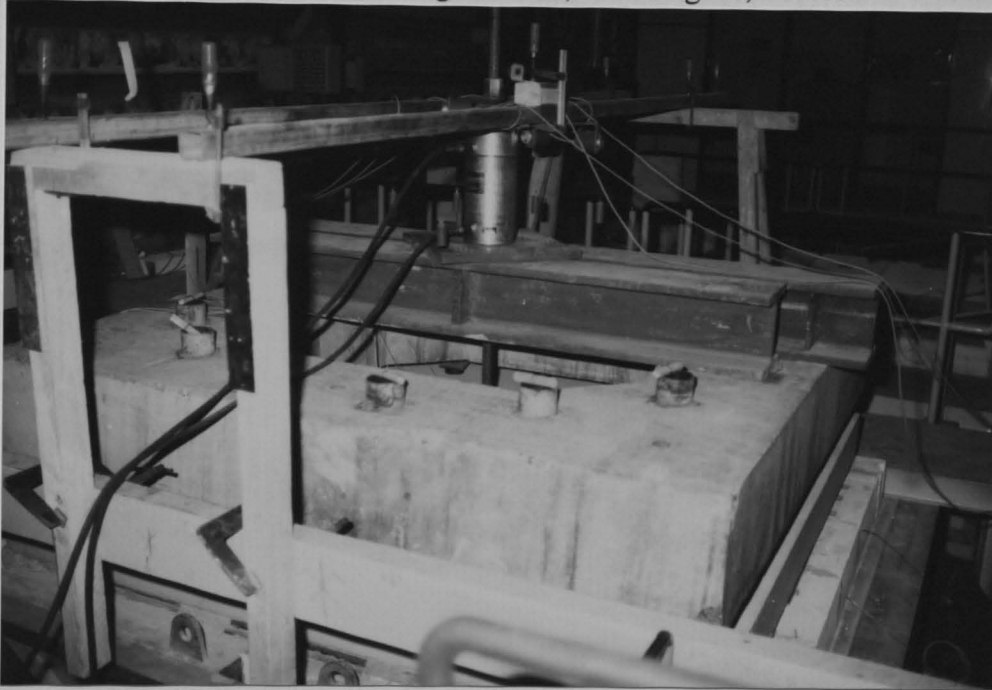
3 - eingehängte Bügelschlangen als Schubbewehrung



## Versuchsaufbau

Photo 3.3

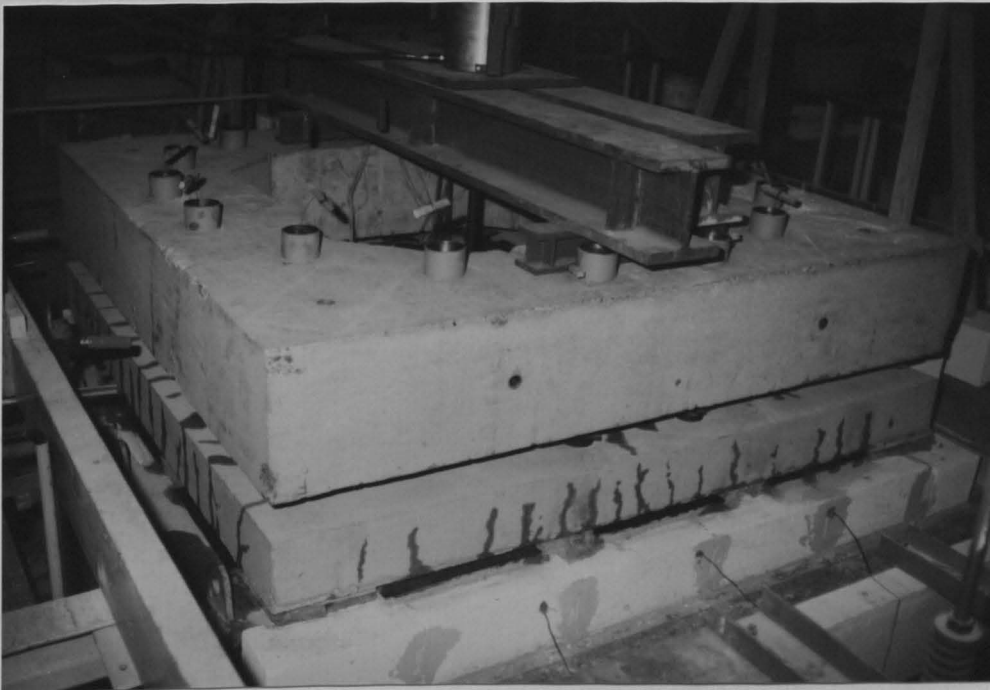
Versuchsaufbau mit Prüfkörper, Belastungsrahmen, Hilfsträgern, Presse



## Versuchsbeobachtungen

Photo 3.4

Risse an der Stirnseite der Prüfkörper, durch austretendes Wasser nachgezeichnet



## Versuchsbeobachtungen

Photo 3.5

Radialrisse auf der Deckenoberseite bei Austritt von Wasser aus dem Prüfkörper

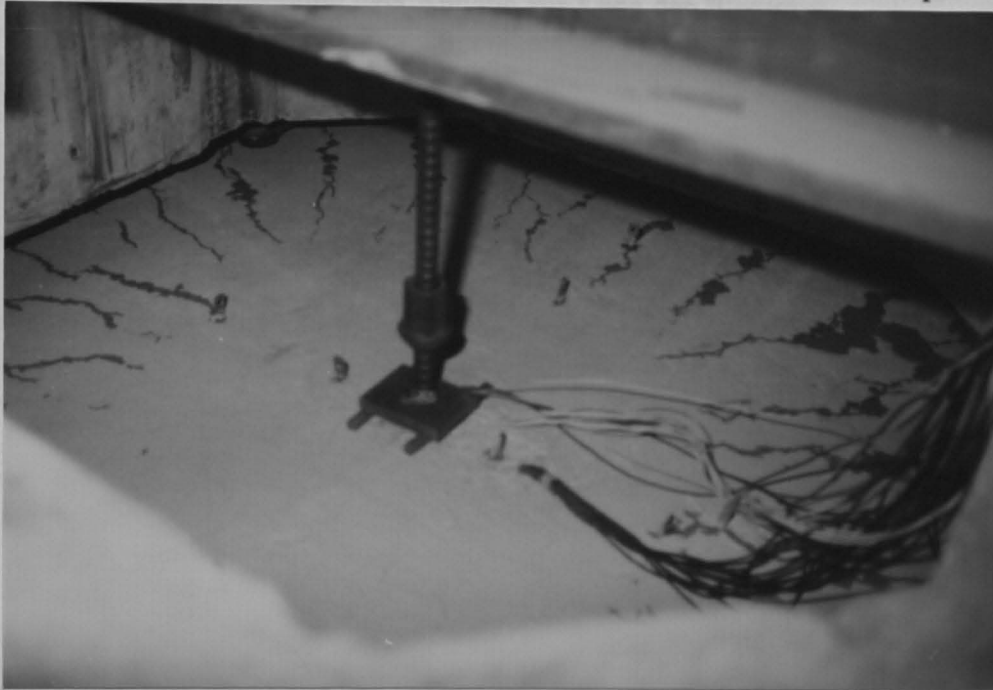


Photo 3.6

Bruchkegel an der Deckenoberseite nach Versagen des Prüfkörpers (Versuch 1 nach 120 min, noch sichtbarer Wasserdampf)





## Rißbilder auf der Deckenoberseite

Photo 3.7

Rißbild mit Bruchkegelausbildung und Angabe zur Lage der Biegezugbewehrung (P 0,5 / oB - Versuch 9)

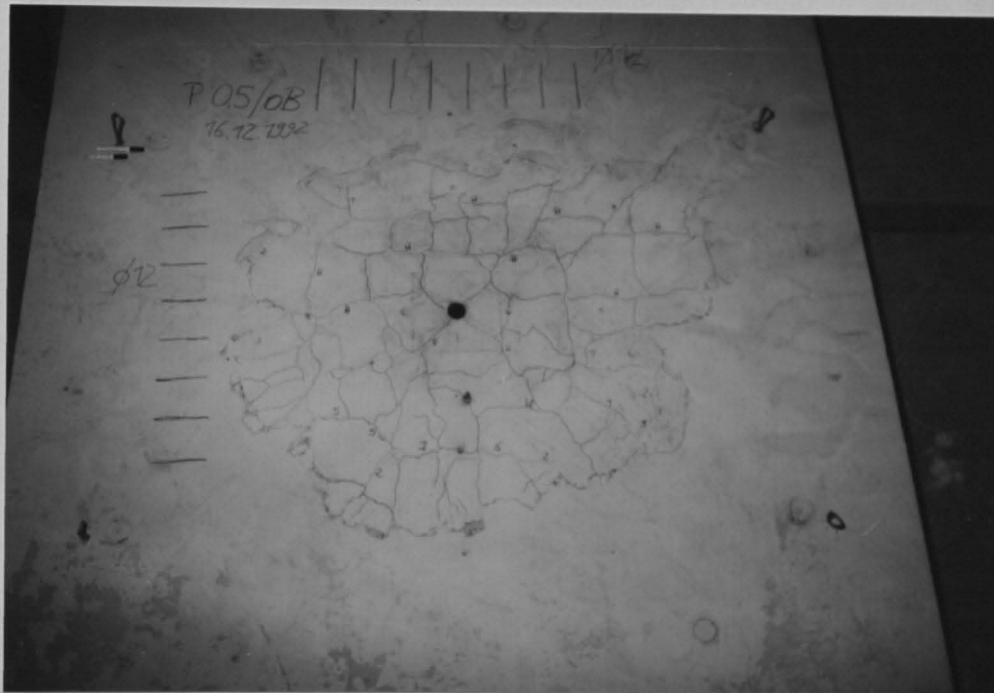
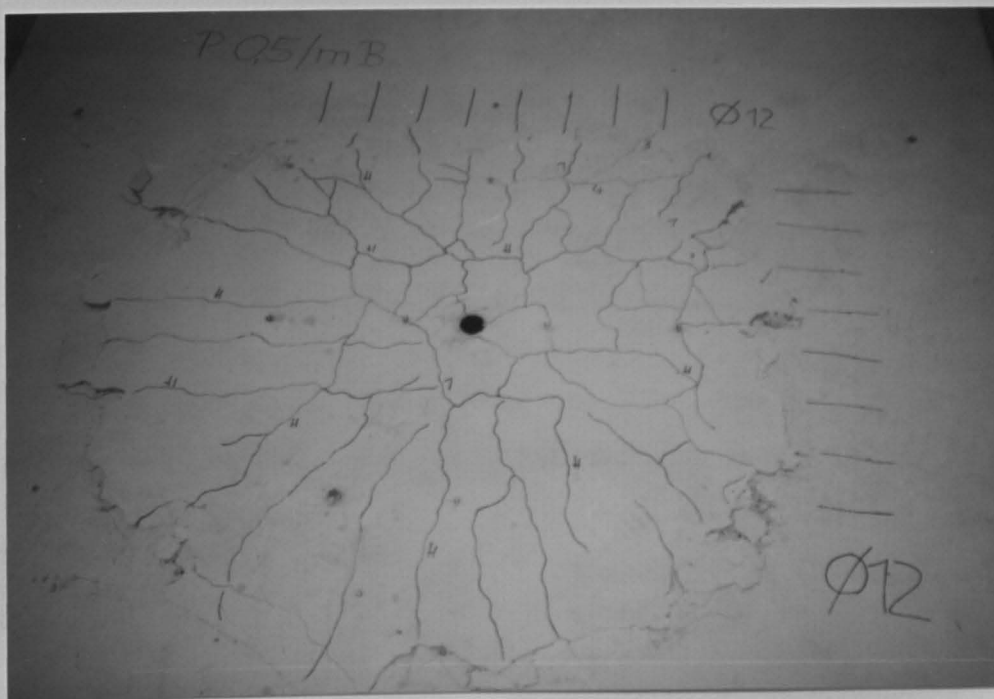


Photo 3.8

Rißbild mit Bruchkegelausbildung und Angabe zur Lage der Biegezugbewehrung (P 0,5 / mB - Versuch 10)



## Abplatzungen an der Deckenunterseite

Photo 3.9

Versuch 1 - ohne Abplatzungen an der Unterseite

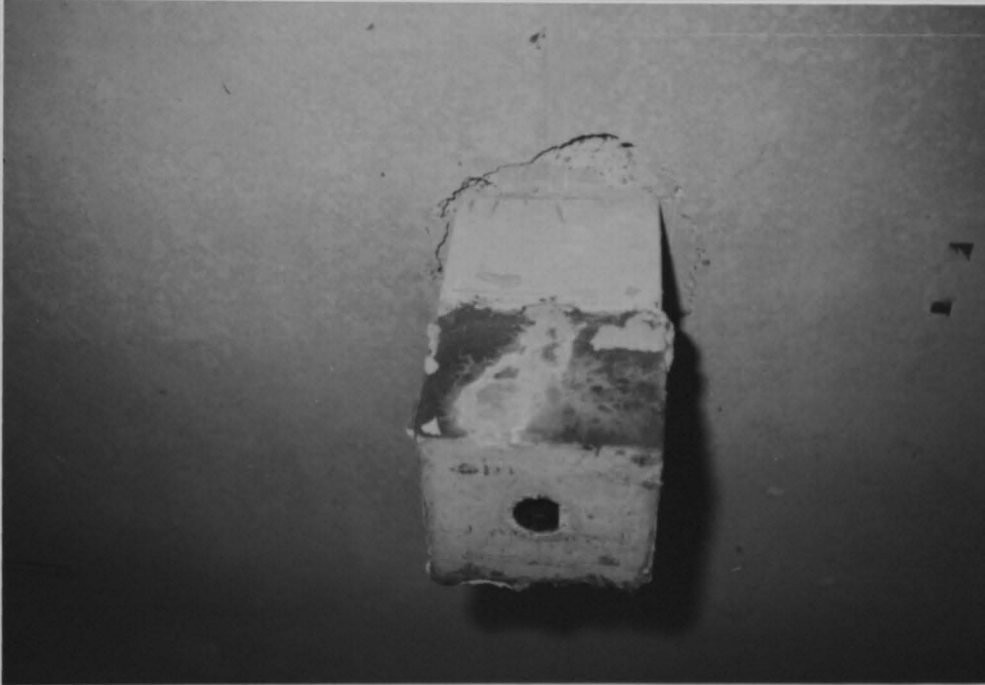
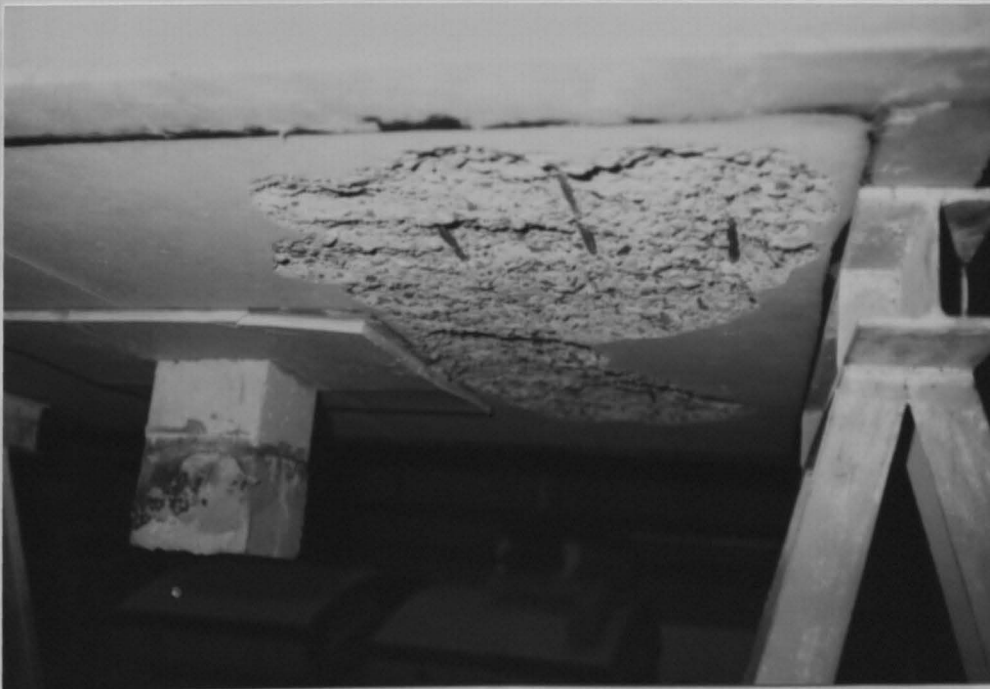


Photo 3.10

Versuch 8 - Abplatzungen nur außerhalb der Brandschutzplatte



## Abplatzungen an der Deckenunterseite

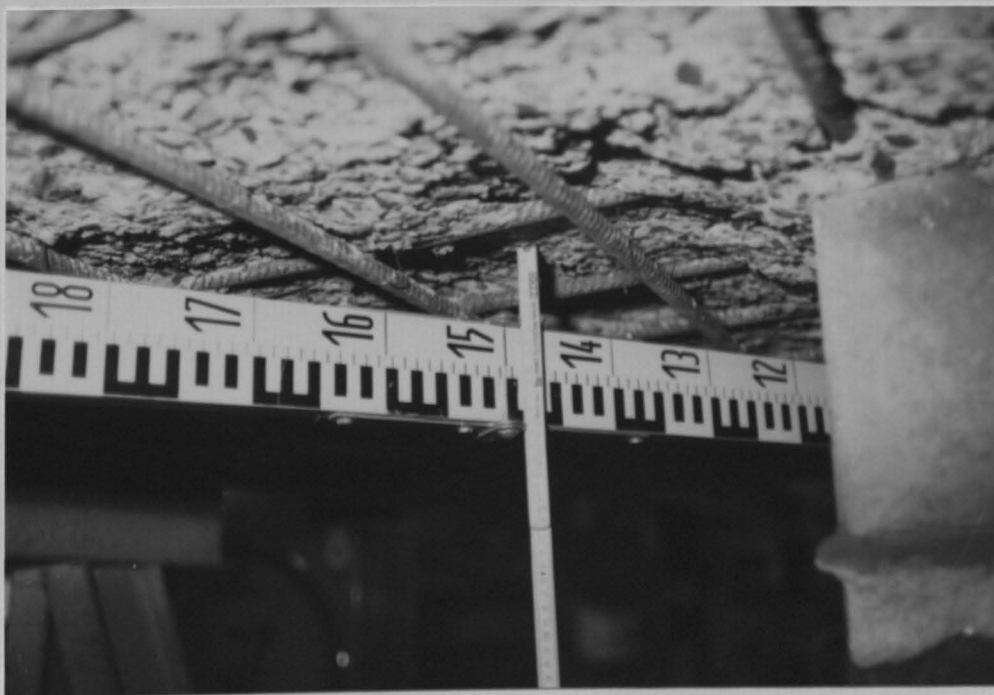
Photo 3.11

Versuch 3 - Deckenunteransicht



Photo 3.12

Versuch 3 - max. Abplatztiefe von 66 mm





## Abplatzungen an der Deckenunterseite

Photo 3.13

Versuch 4 - Unteransicht der Abplatzungen um den Stützenstummel



Photo 3.14

Versuch 4 - sehr tiefe Abplatzungen legen die untere Bewehrung frei (max. Tiefe 125 mm)





## Abplatzungen an der Deckenunterseite

Photo 3.15

Versuch 9 - relativ geringe Abplatzungen (max. Tiefe von 45 mm)



Photo 3.16

Versuch 10 - max. Abplatztiefe von 55 mm



F090 ✓  
Forsd 3 ✓

28. Okt. 1993

30-0364/001